

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Ing.

PAR
GUY BERNADOTTE

LA MÉTHODE RATIONNELLE GÉNÉRALISÉE :
ANALYSE DE SENSIBILITÉ ET PERFORMANCE DU MODÈLE

MONTREAL, LE 27 JUILLET 2006

© droits réservés de Guy Bernadotte

**CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :**

**M. Saad Bennis, directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure**

**M. Patrick Niquette, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure**

**M François Brissette, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure**

**IL A FAIT L'OBJET D'UNE PRÉSENTATION DEVANT JURY ET PUBLIC
LE 29 JUIN 2006
À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE**

LA MÉTHODE RATIONNELLE GÉNÉRALISÉE : ANALYSE DE SENSIBILITÉ ET PERFORMANCE DU MODELE

Guy Bernadotte

SOMMAIRE

Malgré ses limitations, la méthode rationnelle traditionnelle a été utilisée pour le dimensionnement de la quasi totalité des réseaux de drainage des villes en Amérique du nord; sa principale faiblesse étant son incapacité à reproduire l'hydrogramme complet de la crue. Des efforts continus ont été et sont encore déployés pour moderniser la méthode et généraliser sa formulation.

L'objectif du présent travail est, partant de l'équation de continuité et des hypothèses de la méthode rationnelle traditionnelle, de dériver l'équation d'un modèle simulant un bassin composé de deux couches bien distinctes, une imperméable et l'autre perméable ayant chacune ses caractéristiques propres, en particulier un temps de concentration spécifique.

Un programme a été écrit sur Matlab® permettant de calculer la pluie efficace, l'hydrogramme et le volume ruisselé à l'exutoire du bassin.

Une analyse de sensibilité a ensuite été effectuée et les taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé ont été calculés en fonction du taux de variation des neuf paramètres du modèle. Cette analyse de sensibilité a été conduite pour des pluies d'intensité constante et des pluies de Chicago avec des sommets au début, au centre et à la fin de l'averse. Elle a en particulier permis de dériver, pour la majorité des paramètres, une formule pour le calcul de la sensibilité relative.

Enfin, quarante-un événements pluvieux ont servi à étudier la performance du modèle et à évaluer le gain qu'apporte la prise en compte de temps de concentration distincts. Cinquante pour cent du temps, le modèle simule parfaitement les débits mesurés; les Nash étant égaux ou supérieurs à 0,70. De plus, lorsque la couche perméable a un temps de concentration différent du temps de concentration de la couche imperméable et dans la mesure où celle-ci contribue effectivement à l'écoulement, la prise en compte de temps de concentration distincts améliore sensiblement les performances du modèle.

AVANT-PROPOS ET/OU REMERCIEMENTS

Mes plus vifs remerciements vont à mon directeur de mémoire, Saad Bennis, professeur à l'École de technologie supérieure pour son soutien financier et pour les conseils avisés qu'il m'a prodigués tout au long de ce travail.

Je tiens aussi à exprimer ma plus profonde gratitude à l'endroit d'Eric Crobeddu et de Wided Ben Tagherouit, étudiants en doctorat, qui toujours ont été disponibles pour analyser et commenter mes propositions; ils m'ont ainsi aidé à avancer avec assurance dans mes recherches.

Mes remerciements vont aussi à Said Rhoulane, professeur à l'École Hassania des Travaux Publics de Casablanca pour ses conseils et son aide à la structuration du rapport.

Je dédie enfin ce mémoire à Michel (4 ans) et à Anne-Gabrielle (2 ans), mes deux charmants enfants.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE	I
AVANT-PROPOS ET/OU REMERCIEMENTS.....	III
LISTE DES TABLEAUX.....	VI
LISTE DES FIGURES	VIII
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SIGLES	XIII
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 MODELES DE SIMULATION DU RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN	5
1.1 Introduction.....	5
1.2 La Méthode rationnelle.....	6
1.3 La Méthode de l'hydrogramme unitaire	8
1.4 La Méthode de l'hydrogramme synthétique.....	12
1.5 Les modèles analytiques	14
CHAPITRE 2 MODÈLE DE RUISSELLEMENT PROPOSÉ	19
2.1 Schématisation du modèle	20
2.2 Modalités de calcul de la pluie nette.....	21
2.3 Fonction de transfert et hydrogramme unitaire du modèle.....	25
2.4 Formulation du modèle proposé	28
2.5 Détermination du débit de pointe et du temps de remontée.....	30
CHAPITRE 3 ANALYSE DE SENSIBILITÉ DU MODÈLE	33
3.1 Les trois types de sensibilité	34
3.2 Choix des caractéristiques du bassin de référence	36
3.3 Choix de la pluviométrie.....	37
3.4 Sensibilité du modèle à la variation de la superficie du bassin.....	37
3.5 Sensibilité à la variation du pourcentage de surface imperméable.....	40
3.5.1 Sensibilité de la couche imperméable à la variation de C	40
3.5.2 Sensibilité de la couche perméable à la variation de C.....	42
3.5.3 Sensibilité de l'ensemble du bassin à la variation de C.....	44
3.6 Sensibilité à la variation de la rétention initiale.....	47
3.6.1 Sensibilité de la couche imperméable à la variation de d_{p1}	47
3.6.2 Sensibilité de la couche perméable à la variation de d_{p2}	50
3.7 Sensibilité à la variation des temps de concentration	52
3.7.1 Sensibilité de la couche imperméable à la variation de T_{ci}	52
3.7.2 Sensibilité de la couche perméable à la variation de T_{cp}	56

3.8	Sensibilité à la variation des coefficients d'Horton	60
3.8.1	Sensibilité à la variation du coefficient d'infiltration initiale	61
3.8.2	Sensibilité à la variation du coefficient d'infiltration finale	65
3.8.3	Sensibilité à la variation du coefficient d'atténuation K.....	68
CHAPITRE 4	LES PERFORMANCES DU MODÈLE	74
4.1	Démarche méthodologique	75
4.2	Les résultats générés par le modèle	77
4.2.1	Le bassin de Verdun.....	77
4.2.2	Le bassin de Clifton Grove	79
4.2.3	Le bassin de East York	80
4.2.4	Le bassin de Fort Lauderdale.....	82
4.2.5	Le bassin de Miljakovac	83
4.2.6	Le bassin de Sample Road	85
4.2.7	Le bassin de Vine Street	86
CHAPITRE 5	SYNTHÈSE ET ANALYSE DES RÉSULTATS	88
5.1	Étude comparative de la sensibilité des paramètres.....	88
5.1.1	Sensibilité des paramètres spécifiques à la répartition des surfaces et des dépressions.....	89
5.1.2	Sensibilité des temps de concentration	89
5.1.3	Sensibilité des paramètres de Horton.....	91
5.2	Synthèse des performances du modèle	94
5.3	Incidence de temps de concentration distinct	96
CONCLUSION.....		98
RECOMMANDATIONS		100
ANNEXE 1	HYÉTOGRAMMES DE PLUIE UTILISÉS DANS L'ANALYSE DE SENSIBILITÉ.....	101
ANNEXE 2	COURBES DE VARIATION DES DÉBITS DE POINTE ET DES VOLUMES RUISSELÉS EN FONCTION DES MOYENNES DES INTENSITÉS MAXIMALES.....	106
ANNEXE 3	LES RÉSULTATS GÉNÉRÉS PAR LE MODÈLE	111
BIBLIOGRAPHIE.....		133

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau I	Paramètres d'infiltration de Horton25
Tableau II	Caractéristiques du bassin de référence36
Tableau III	Sensibilité de la couche imperméable à la variation des surfaces38
Tableau IV	Sensibilité de la couche imperméable à la variation de C41
Tableau V	Sensibilité de la couche perméable à la variation de (1-C).....43
Tableau VI	Sensibilité du bassin dans son ensemble à la variation de C45
Tableau VII	Sensibilité de la couche imperméable à la variation des dépressions initiales48
Tableau VIII	Sensibilité de la couche imperméable à la variation des dépressions initiale.....51
Tableau IX	Sensibilité de la couche imperméable à la variation des Tc Pluie constante54
Tableau X	Sensibilité de la couche imperméable pour différents Tc - Pluie de Chicago55
Tableau XI	Sensibilité de la couche perméable à la variation de Tc Pluie constante58
Tableau XII	Sensibilité de la couche perméable pour différents Tc - Pluie de Chicago58
Tableau XIII	Sensibilité de la couche perméable pour différents f_0 - Pluie d'intensité constante.....63
Tableau XIV	Sensibilité de la couche perméable pour différents f_0 - Pluie de Chicago type I.....63
Tableau XV	Sensibilité de la couche perméable pour différents f_∞ - Pluie d'intensité constante.....66
Tableau XVI	Sensibilité de la couche perméable pour différents f_∞ - Pluie de Chicago type III67
Tableau XVII	Sensibilité de la couche perméable pour différents K - Pluie d'intensité constante.....70
Tableau XVIII	Sensibilité de la couche perméable pour différents K - Pluie de Chicago type II.....70

Tableau XIX	Performances du modèle à Verdun	78
Tableau XX	Performances du modèle à Clifton Grove.....	79
Tableau XXI	Performances du modèle sur le bassin d'East York.....	81
Tableau XXII	Performances du modèle à Fort Lauderdale	83
Tableau XXIII	Performances du modèle à Miljakovac.....	85
Tableau XXIV	Performances du modèle à Sample Road.....	86
Tableau XXV	Performances du modèle à Vine Street.....	87
Tableau XXVI	Valeurs des sensibilités pour les 4 paramètres A, C, dp_1 et dp_2	89
Tableau XXVII	Probabilité de dépassement des performances.....	95
Tableau XXVIII	Valeurs optimales des paramètres Verdun.....	112
Tableau XXIX	Valeurs optimales des paramètres à Clifton Grove.....	115
Tableau XXX	Valeurs optimales des paramètres pour East York	118
Tableau XXXI	Valeurs optimales des paramètres Fort Lauderdale	121
Tableau XXXII	Valeurs optimales des paramètres pour Miljakovac	124
Tableau XXXIII	Valeurs optimales des paramètres pour Sample Road	127
Tableau XXXIV	Valeurs optimales des paramètres Vine Street.....	130

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1	Hypothèses de la méthode de l'hydrogramme unitaire.....9
Figure 2	Établissement de la courbe en S.....10
Figure 3	Éléments clés d'un modèle de transformation Pluie-Débit.....11
Figure 4	L'hydrogramme unitaire de Snyder13
Figure 5	Réponse d'un réservoir linéaire avec un coefficient k égal à 3h17
Figure 6	Schéma du réservoir non-linéaire18
Figure 7	Schématisation du bassin de drainage.....21
Figure 8	Courbes théoriques de répartition d'une pluie constante22
Figure 9	Perte dans les dépressions sur 4 petits bassins imperméables23
Figure 10	Construction d'un hydrogramme unitaire pour la méthode rationnelle généralisée28
Figure 11	Localisation de la pointe de l'hydrogramme - Pluie non constante32
Figure 12	Hydrogrammes de la couche imperméable pour une pluie constante et pour différentes valeurs de superficie.....38
Figure 13	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la superficie – couche imperméable et pluie constante.....39
Figure 14	Hydrogrammes de la couche imperméable pour une pluie constante et pour différentes valeurs du coefficient d'imperméabilité C40
Figure 15	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient d'imperméabilité C – Couche imperméable et pluie constante41
Figure 16	Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie constante et pour différentes valeurs du coefficient d'imperméabilité C42
Figure 17	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient de perméabilité (1-C) – Couche perméable et pluie constante.....44

Figure 18	Hydrogrammes du bassin dans son ensemble pour une pluie constante et pour différentes valeurs du coefficient d'imperméabilité C44
Figure 19	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient d'imperméabilité C – Bassin dans son ensemble et pluie constante.....45
Figure 20	Hydrogrammes de la couche imperméable pour différentes valeurs de dépressions initiales - Pluie constante47
Figure 21	Taux de variation volume ruisselé en fonction des dépressions initiales – Couche imperméable et pluie constante.....49
Figure 22	Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie constante et pour différentes valeurs de dépressions initiales50
Figure 23	Taux de variation volume ruisselé en fonction du taux de variation des dépressions initiales – Couche perméable et pluie constante51
Figure 24	Hydrogrammes de la couche imperméable pour une pluie constante et pour différentes valeurs du temps de concentration53
Figure 25	Hydrogrammes de la couche imperméable pour une pluie de Chicago et pour différentes valeurs de temps de concentration54
Figure 26	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du temps de concentration– Couche imperméable et pluie de Chicago55
Figure 27	Taux de variation de la pointe en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales – Couche imperméable et pluie de Chicago.....56
Figure 28	Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie d'intensité constante et pour différentes valeurs de temps de concentration.....57
Figure 29	Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie de Chicago et pour différentes valeurs de temps de concentration57
Figure 30	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation (a) du temps de concentration (b) de la moyenne des intensités maximales – Couche perméable et pluie de Chicago59
Figure 31	Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie d'intensité constante et pour différentes valeurs du coefficient d'infiltration initiale f_062

Figure 32	Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie de Chicago type I et pour différentes valeurs du coefficient d'infiltration initiale f_0	62
Figure 33	Taux de variation de la moyenne des intensités maximales en fonction de la variation du coefficient f_0 – Pluie d'intensité constante et pluie de Chicago	64
Figure 34	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient f_0	64
Figure 35	Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie d'intensité constante et pour différentes valeurs f_∞	65
Figure 36	Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie de Chicago type III et pour différentes valeurs f_∞	66
Figure 37	Taux de variation de la moyenne des intensités maximales en fonction de la variation du coefficient f_∞ – Pluie d'intensité constante et pluie de Chicago	67
Figure 38	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient f_∞	68
Figure 39	Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie d'intensité constante et pour différentes valeurs du coefficient d'atténuation K	69
Figure 40	Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie de Chicago type II et pour différentes valeurs du coefficient d'atténuation K	69
Figure 41	Taux de variation de la moyenne des intensités maximales en fonction de la variation du coefficient K – Pluie constante	71
Figure 42	Taux de variation de la moyenne des intensités maximales en fonction de la variation du coefficient K – Pluie de Chicago type II	71
Figure 43	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient d'atténuation K pour une pluie constante	72
Figure 44	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient K pour une pluie de Chicago type II	72
Figure 45	Sensibilité relative des débits de pointe en fonction du taux de variation du temps de concentration – Couche imperméable et pluie de Chicago type 1	90

Figure 46	Sensibilité relative des débits de pointe en fonction du taux de variation du temps de concentration – Couche perméable et pluie de Chicago type 1.....	90
Figure 47	Sensibilité relative des débits de pointe et des volumes ruisselés à la variation de F_0	91
Figure 48	Sensibilité relative des débits de pointe et des volumes ruisselés à la variation de F_∞	92
Figure 49	Sensibilité relative des débits de pointe et des volumes ruisselés à la variation de K – Pluie constante.....	93
Figure 50	Sensibilité relative des débits de pointe et des volumes ruisselés à la variation de K – Pluie de Chicago type 2.....	93
Figure 51	Courbes de probabilité de dépassement de la série originale	95
Figure 52	Pluie de Chicago type 1 période de retour de 5 ans.....	102
Figure 53	Pluie de Chicago, type 2	103
Figure 54	Hyétogrammes de la pluie efficace pour différentes valeurs de $f_0 - I$ constant.....	103
Figure 55	Hyétogrammes de la pluie efficace pour différentes valeurs de $f_\infty - I$ constant.....	104
Figure 56	Hyétogrammes de la pluie efficace pour différentes valeurs de $k - I$ constant	104
Figure 57	Pluie de Chicago type 1, période de retour de 10 ans.....	105
Figure 58	Pluie de Chicago type 1, période de retour de 5 ans.....	105
Figure 59	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales – Pluie constante.....	107
Figure 60	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales –Pluie de Chicago.....	108
Figure 61	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales – Pluie constante.....	109
Figure 62	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales –Pluie de Chicago.....	110

Figure 63	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales – Pluie constante.....	110
Figure 64	Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales –Pluie de Chicago.....	110
Figure 65	Bassin de Verdun Évènements 30_09, 13_10 et 16_08.....	113
Figure 66	Bassin de Verdun Évènements 23_08, et 22_06.....	114
Figure 67	Le réseau de drainage de Clifton Grove	115
Figure 68	Bassin de Clifton Grove Évènements 102, 103 et 114	116
Figure 69	Bassin de Clifton Grove - Évènements 118, 121 et 123.....	117
Figure 70	Le réseau de drainage de East York.....	118
Figure 71	Bassin de East York Évènements 208, 209 et 210.....	119
Figure 72	Bassin de East York Évènements 211, 212 et 213.....	120
Figure 73	Le réseau de drainage de Fort Lauderdale	121
Figure 74	Bassin de Fort Lauderdale Évènements 301, 302 et 303	122
Figure 75	Bassin de Fort Lauderdale Évènements 304, 305 et 306.....	123
Figure 76	Le réseau de drainage de Miljakovac.....	124
Figure 77	Bassin de Miljakovac Évènements 101, 102 et 104	125
Figure 78	Bassin de Miljakovac Évènements 105, 108 et 111	126
Figure 79	Le réseau de drainage de Sample Road	127
Figure 80	Bassin de Sample Road Évènements 201, 202 et 203	128
Figure 81	Bassin de Sample Road Évènements 204, 205 et 206	129
Figure 82	Le réseau de drainage de Vine Street.....	130
Figure 83	Bassin de Vine Street - Évènements 103, 104 et 105	131
Figure 84	Bassin de Vine Street - Évènements 106, 107 et 108	132

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SIGLES

a_i, b_i	constante dans l'équation généralisée du volume stocké sur un bassin
A	surface contributive du bassin, hectare ou mi^2
A_{ef}	superficie effective contribuant à l'écoulement, hectare ou mi^2
C	coefficient de ruissellement dans la méthode rationnelle traditionnelle
C	pourcentage de surface imperméable dans la méthode rationnelle généralisée
C_p	coefficient dans la formulation du débit de pointe faite par Snyder
C_t	coefficient dans la formulation du temps de réponse faite par Snyder
d_{p1}	hauteur moyenne des dépressions sur la couche imperméable, mm
d_{p2}	hauteur moyenne des dépressions sur la couche perméable, mm
Dr	Durée de la pluie, h ou min
f_0	potentiel d'infiltration lorsque le sol est complètement sec, mm/h
f_∞	potentiel d'infiltration lorsque le sol est complètement saturé, mm/h
F	paramètre du modèle
$g(t)$	fonction de réponse du système soumis à une pulsion unitaire de durée infinie
$h(t)$	fonction de réponse du système soumis à une pulsion unitaire de durée Δt
H_{imp}	hauteur de la lame d'eau qui a ruisselé sur la couche imperméable, mm
H_{per}	hauteur de la lame d'eau qui a ruisselé sur couche perméable, mm
I	intensité de la pluie, mm/h
I_{ef}	intensité effective de la pluie, mm/h
I_{np}	débit entrant dans le système, m^3/s
k	coefficient d'atténuation de Horton, 1/h
k	constante d'emmagasinement
K_4	facteur de conversion (6,92 en SI et 0,94 en SA)
K	facteur de conversion (1/360)
L	distance du chenal, de l'exutoire à la limite supérieure du bassin (mile)
L_{ca}	distance le long du courant, de l'exutoire au point le plus proche du centre de gravité du bassin (mile)
n	coefficient de Manning

Nash	coefficient reflétant l'écart en tout temps, entre les débits calculé et mesuré
O	résultat généré par le modèle
Q_0	débit à l'instant t_0 , l/s ou m^3/s
$Q_{cal}(i)$	débit calculé à l'instant t_i , l/s ou m^3/s
$Q_{mes}(i)$	débit mesuré à l'instant t_i , l/s ou m^3/s
QM_{mes}	débit moyen mesuré, l/s ou m^3/s
Q_p	débit de pointe, m^3/s
$Q(t)$	débit à l'instant t , l/s ou m^3/s
RV	rapport entre les volumes calculé et mesuré
RQ_p	rapport entre les débits de pointe calculé et mesuré
S	pente du bassin, m/m
S	sensibilité absolue
S_r	sensibilité relative
t_0	instant où débute le ruissellement sur la couche imperméable, h ou min
t_{0per}	instant où débute le ruissellement sur la couche perméable, h ou min
t_l	temps de réponse ou lag, min
t_b	temps de base, min
T_c	temps unique de concentration du bassin, min
T_{cimp}	temps de concentration de la couche imperméable, min
T_{cper}	temps de concentration de la couche perméable, min
T_vMm	taux de variation de la moyenne des intensités maximales
T_vQ	taux de variation du débit de pointe
T_vV	taux de variation du volume ruisselé
T_vX	taux de variation du paramètre X
$u(t)$	fonction de transfert
U_{imp}	fonction de transfert par unité de surface imperméable
U_{per}	fonction de transfert par unité de surface perméable
W	largeur équivalente du réservoir non-linéaire, m
x_{imp}	pluie efficace sur la couche imperméable, mm/h

x_{per}	pluie efficace sur la couche perméable, mm/h
Δt	durée de l'hydrogramme unitaire, min
τ	instant où est appliquée sur le bassin, l'impulsion unitaire, min

INTRODUCTION

Les grandes villes du monde ont toutes été construites le long ou au confluent de grands cours d'eau. Elles ont besoin d'un bassin hydrographique important pour leur approvisionnement en eau, la disponibilité des aliments et des matériaux, la facilité de transport. De manière périodique, les bas quartiers de ces villes sont inondés. De plus, à partir du XVIII^e siècle, les techniques d'assainissement utilisent, de manière systématique, le réseau hydrographique pour évacuer les déchets générés par l'industrialisation et la concentration de population sur l'espace restreint d'une grande ville.

Ainsi donc, le gestionnaire de l'espace urbain se trouve, face au réseau hydrographique, confronté à une problématique à double volet. Il doit protéger d'un côté, les bas quartiers des villes contre les inondations et de l'autre, l'environnement contre le déversement de quantités de polluants supérieures à la capacité d'absorption du milieu naturel.

L'hydrologie est au centre de ce dispositif de protection. Largement empirique à ses débuts, l'hydrologie s'est constituée en véritable discipline scientifique. En effet jusqu'au début du XX^e, les ingénieurs privilégiaient largement une approche empirique pour la résolution des problèmes hydrologiques. Ce n'est qu'avec les travaux de Green et Ampt (1911), Hazen (1914), Richards (1931), Sherman (1932), Horton (1933), Gumbel (1941) et Hurst (1951) que l'hydrologie est devenue une discipline exclusivement scientifique.

Plus qu'en milieu rural, l'ingénieur du génie urbain est tout d'abord appelé à contrôler les débits de pointe. Et comme dès la fin du XVIII^e siècle, le sort des eaux pluviales était devenu étroitement lié à celui des eaux usées, il doit aussi estimer la toxicité de ces rejets dans les effluents. Dans un passé récent, il estimait ces débits à l'aide de formules simples et s'acharnait à les diriger le plus rapidement vers les cours d'eau. Cette

approche le conduisait à proposer des ouvrages gigantesques qui ne parvenaient pas à obtenir le financement nécessaire à leur construction en plus de causer des problèmes chroniques d'inondation et de pollution du milieu récepteur. Elle est au fur et à mesure abandonnée.

Aujourd'hui la nouvelle tendance est à l'utilisation de techniques alternatives. La technique la plus souvent utilisée est sans contredit, le laminage des pointes par des bassins de stockage, soit en surface, soit dans les conduites. Ces aires de stockage favorisent l'infiltration, facilitent la sédimentation et ainsi améliorent la qualité de l'eau.

Pour résoudre la problématique des villes du XXI^e siècle, les formules simples ne sont plus suffisantes. Il faut à l'ingénieur un véritable modèle capable de déterminer l'hydrogramme complet de l'évènement pluvieux. Deux types de méthodes sont généralement utilisés pour estimer cet hydrogramme :

- les méthodes empiriques (méthode rationnelle généralisée, hydrogramme unitaire, etc.) qui sont basées sur des relations dérivées de l'observation faite sur le phénomène de transformation pluie-débit; ces méthodes considèrent le bassin comme une seule entité et estiment le débit complètement à l'exutoire en faisant l'hypothèse d'une pluie uniformément distribuée, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin.
- les méthodes analytiques qui s'attachent à reproduire le processus du cycle de l'eau en utilisant les lois de la physique et les équations de mouvement.

Les méthodes empiriques sont simples d'utilisation et ont été jusqu'au milieu du XX^e siècle, les seuls outils disponibles pour le dimensionnement des ouvrages d'art. Par contre, avec la venue de l'informatique, les méthodes analytiques qui permettent une modélisation détaillée du bassin se sont beaucoup développées. Elles sont supposément plus performantes et sont principalement utilisées dans des institutions spécialisées. Cependant bien souvent sur de petits bassins, il manque suffisamment de données pour

calibrer les modèles analytiques et vérifier leurs résultats. De plus, une confiance aveugle à ces modèles sophistiqués a échoué dans les années 70 et 80 et a conduit à une approche plus sceptique au cours des dernières années. La pratique courante assume que le plus simple modèle qui décrit de façon satisfaisante le système avec les données disponibles devrait être utilisé. Brière (2000) suggère de s'en tenir au modèle le plus simple, dans la mesure où il satisfait aux besoins déterminés.

Ainsi renaît l'intérêt pour une amélioration de la méthode rationnelle. Dans les cas où les données sont manquantes, dans le dimensionnement des ouvrages par exemple, elle apparaît comme l'outil idéal.

Dans sa forme généralisée, la méthode rationnelle est capable de générer l'hydrogramme de la pluie à l'exutoire du bassin. Bennis et Crobeddu (2005) ont annoncé que pour les événements pluvieux de faible intensité, les résultats étaient comparables, sinon meilleurs que ceux obtenus par le modèle du réservoir non-linéaire utilisé dans le logiciel SWMM®. Les résultats, quoique satisfaisants pour le seul événement pluvieux de forte intensité dont ils disposaient, utilisaient néanmoins un temps de concentration obtenu lors d'un processus d'étalonnage où seul contribuait la couche imperméable. Et s'est ainsi posée la question s'il n'était pas possible d'améliorer les performances du modèle.

Lors d'événements pluvieux de forte intensité, l'influence de la couche perméable devient prépondérante. Partant de l'hypothèse que la couche perméable a des caractéristiques différentes de celles de la couche imperméable, le présent travail développe un modèle qui permet l'utilisation d'un temps de concentration propre à chacune des couches.

La méthodologie adoptée est la suivante :

- Revue de la littérature pour l'établissement des principes à la base des méthodes empiriques et analytiques;
- Dérivation des équations de la méthode rationnelle généralisée avec des temps de concentration distincts pour les couches imperméables et perméables ;
- Analyse de sensibilité du modèle permettant d'établir une méthodologie pour l'étalonnage des bassins ;
- Génération à l'aide du modèle, d'hydrogrammes pour sept bassins.
- Analyse, discussion des résultats obtenus sur ces bassins.

Des conclusions sont ensuite tirées sur les performances du modèle en général et sur l'incidence d'un temps de concentration de la couche perméable différent de celui de la couche imperméable.

CHAPITRE 1

MODELES DE SIMULATION DU RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN

1.1 Introduction

L'hydrologue, désirant prédire l'évolution future des phénomènes du cycle de l'eau, se trouve dans l'obligation de recourir à des modèles. Il est malheureusement incapable de déterminer avec précision l'intensité de la pluie tombée sur chaque parcelle d'un bassin ainsi que la variation dans le temps de cette pluie. Il a recours à des modèles mathématiques qui, malgré cette variation spatio-temporelle de la pluie, lui permettent d'estimer le volume total des précipitations. Il lui est aussi difficile de mesurer les pertes par évaporation, interception, détention ou infiltration sur les couches perméables. Pour quantifier ces pertes et pour déterminer les débits à l'exutoire, il utilise des modèles de transformation pluie-débit. Enfin, c'est grâce aux modèles de propagation des ondes qu'il arrive à expliquer les phénomènes de laminage et à calculer en n'importe quel point, les vitesses et les hauteurs de l'eau ruisselant sur les terrains ou, coulant dans les canaux.

Le modèle proposé dans ce document transforme la pluie en débit à l'exutoire. Cette revue de littérature ne s'intéressera en conséquence qu'aux modèles de transformation pluie-débit. Ces modèles peuvent se regrouper en deux catégories :

- les modèles empiriques illustrés dans le mémoire, par la présentation des méthodes rationnelle, de l'hydrogramme unitaire et de l'hydrogramme synthétique de Snyder;
- les modèles analytiques avec les exemples du modèle du réservoir linéaire et du modèle du réservoir non-linéaire.

1.2 La Méthode rationnelle

La méthode rationnelle est sans contredit l'une des plus vieilles méthodes de transformation pluie-débit. En effet, comme vu dans l'introduction, l'hydrologie scientifique a pris naissance qu'au cours du XVIII^e siècle et jusqu'au début du XIX^e siècle, savants et ingénieurs impliqués dans l'aménagement des territoires proposèrent différentes formules d'estimation des débits qui ne faisaient nullement référence au temps nécessaire pour atteindre le maximum des débits. Ce n'est qu'en février 1851, dans un document intitulé « De l'usage des enregistreurs de pluie et de débit pour l'établissement des relations entre ces variables dans un bassin donné », Thomas J. Mulvaney (1850) introduisit pour la première fois, la notion de temps de concentration. Il écrivait:

« Le premier point d'importance à analyser (au travers des observations de pluies et de débits) dans le cas d'un petit bassin versant, ou d'un bassin montagneux, est le temps pour que la crue atteigne son niveau maximal sous l'effet d'une pluie continue et uniformément répartie. Ce temps peut être considéré comme celui nécessaire pour que la pluie tombant sur la partie la plus éloignée du bassin versant atteigne l'exutoire de ce dernier, car il me semble que le débit sera maximal lorsque les apports de chaque partie du bassin arriveront simultanément à cet exutoire; supposant, comme indiqué plus haut que la pluie soit constante pendant ce temps, on peut penser que ce débit sera le plus grand possible sous l'effet de la pluie uniforme maximale se produisant durant ce temps. »

La méthode est dite « rationnelle » (Chocat & EURYDICE 92, 1997) dans la mesure où elle relie le ruissellement par unité de surface à l'intensité de la pluie par opposition aux techniques purement empiriques qui tentaient d'établir une corrélation entre le débit de pointe et les caractéristiques du bassin .

La méthode rationnelle dans sa forme originelle sert exclusivement à calculer les débits de pointe. Ce débit maximal, selon les hypothèses de Mulvaney (1850) est égal à :

$$Q_p = K.C.I.A \quad (1.1)$$

où :

K = facteur de conversion. Il est égal à (1/360) lorsque Q_p est en m^3/s , I en mm/h et

A est en hectare ;

C = coefficient de ruissellement

I = intensité de la pluie (mm/h).

A = la surface contributive du bassin (hectare).

Le coefficient de ruissellement dépend principalement de la nature des terrains, de la pente du bassin, de l'intensité de la pluie, et des conditions atmosphériques antérieures; il varie au cours de la pluie. C'est (Bennis, 2003) le paramètre de la méthode rationnelle le plus difficile à déterminer. Généralement, comme le bassin comprend plusieurs types de surface, la procédure est de calculer un coefficient de ruissellement pondéré à appliquer dans la formule.

La méthode rationnelle fait l'hypothèse d'une pluie constante sur l'ensemble du bassin. Cette intensité est déterminée à l'aide des courbes Intensité-Durée-Fréquence de la région. La durée est prise égale au temps de concentration. Il existe dans la littérature plusieurs formules pour estimer ce temps; les plus utilisées sont celles de Kirpich (1940), de la Federal Aviation Agency (1970) et de l'onde cinématique (Morgali & Linsley, 1965).

Le paramètre « A » représente la superficie totale du bassin. Dans les cas où une partie significative du bassin est, soit drainée dans un lac, soit fortement perméable, la surface contributive est égale à la surface totale du bassin diminuée de ces zones perméables et/ou drainées (McCuen, 2005).

La méthode rationnelle fait l'hypothèse d'un transfert de l'écoulement sans amortissement et en conséquence surestime les débits de pointe. Pour corriger cette faiblesse, plusieurs variantes ont été proposées. Il faut en particulier mentionner la

méthode de Caquot qui jusqu'à présent, est la méthode de référence pour le calcul des réseaux d'assainissement en France. L'originalité essentielle de cette méthode, est de rechercher une formulation intermédiaire, utilisant à la fois les notions de stock et de temps de transfert (Chocat & EURYDICE 92, 1997).

La méthode rationnelle traditionnelle se limite à des bassins d'une superficie maximale de quelques centaines d'hectares (Bennis, 2003).

1.3 La Méthode de l'hydrogramme unitaire

La méthode de l'hydrogramme unitaire consiste à déterminer, dans un premier temps, l'hydrogramme résultant du ruissellement d'un millimètre de pluie qui tombe uniformément sur tout le bassin pendant une période bien définie. Puis par superposition des courbes, l'hydrogramme pour une pluie d'intensité et de durée quelconques est dérivé. La méthode ne prend en compte que la pluie efficace et est basée sur trois principes (Figure 1) :

- les averses uniformes de même durée, produisent à l'exutoire des hydrogrammes ayant un temps de base identique. L'expérience a montré qu'il en est ainsi lorsque la durée des averses est suffisamment inférieure au temps de concentration; de telles averses sont dites averses unitaires.
- les ordonnées homologues de ces hydrogrammes sont proportionnelles à l'intensité de la pluie
- l'hydrogramme de pluie de durée multiple du temps unitaire, est enfin calculé par convolution.

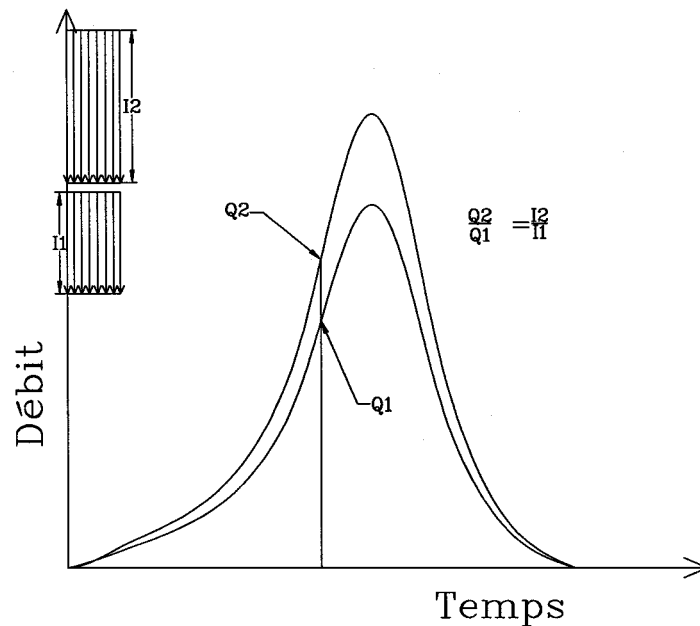


Figure 1 Hypothèses de la méthode de l'hydrogramme unitaire

L'hydrogramme unitaire caractérise le bassin et reste invariable, à moins de changements hydrologiques importants sur ledit bassin comme un déboisement ou un aménagement hydraulique (Bennis, 2003).

Une fois obtenue l'hydrogramme unitaire, comme pour la méthode rationnelle développée ci-dessus, l'étape suivante consiste à déterminer l'hydrogramme qui correspondrait à une averse uniforme de durée égale au temps de concentration. Cet hydrogramme porte le nom de courbe en S et est obtenu en additionnant les ordonnées de X hydrogrammes unitaires décalés de Δt , où Δt est la durée de l'hydrogramme unitaire et X, le nombre d'hydrogrammes décalés pour totaliser le temps de concentration (Figure 2).

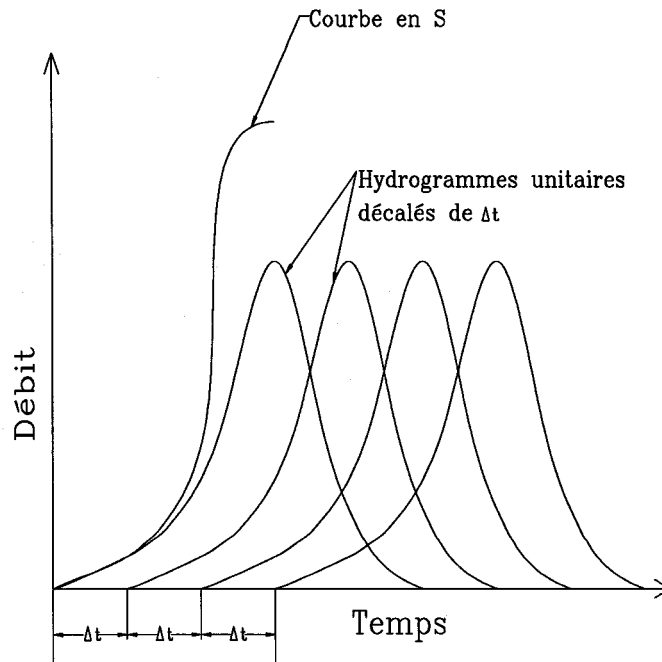


Figure 2 Établissement de la courbe en S

Il en ressort écrit Réménieras (1999):

- que, pour un bassin donné, on peut établir de très nombreux hydrogrammes unitaires différant par la durée de l'averse unitaire
- mais qu'il n'existe qu'un seul hydrogramme en S, lequel ne dépend que des caractéristiques de drainage du bassin.

De l'hydrogramme en S, l'hydrogramme d'averse de n'importe quelle durée peut alors être déterminé, en particulier l'hydrogramme d'une durée infiniment courte. Cet hydrogramme de très courte durée porte le nom d'hydrogramme unitaire instantané.

La méthode de l'hydrogramme unitaire, tout comme la méthode rationnelle, a profondément marqué l'hydrologie moderne. Bien que cette méthode ne s'applique qu'à la partie du débit apporté par le ruissellement superficiel, elle donne néanmoins les éléments d'une sorte de modèle schématique de la transformation intensité-débit qui

permettra de mieux mettre en lumière les limites d'application de méthodes plus simples et plus rapides. Toutes les méthodes synthétiques par exemple, tentent de fixer un ou plusieurs des éléments suivants (Figure 3):

- la durée de l'averse unitaire Δt ;
- le temps de réponse t_l ou lag qui se définit comme l'intervalle de temps compris entre l'instant correspondant au centre de gravité de l'hyétogramme et celui afférent à la pointe de l'hydrogramme unitaire correspondant;
- le temps de base t_b ;
- le débit de pointe Q_p .

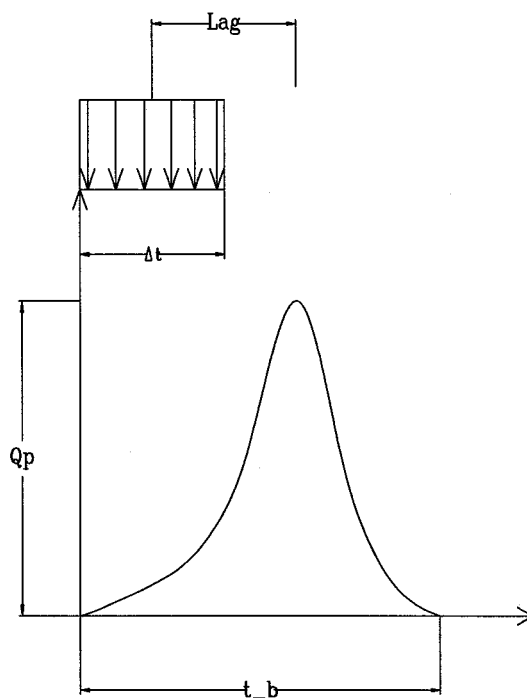


Figure 3 Éléments clés d'un modèle de transformation Pluie-Débit

Malheureusement cette technique ne peut s'appliquer que sur des bassins où il existe un réseau de pluviographes et de station de jaugeage fonctionnant déjà depuis longtemps.

De plus la détermination de la fraction de la pluie qui contribue au ruissellement demeure difficile. L'utilisation de la méthode est donc limitée.

1.4 La Méthode de l'hydrogramme synthétique

Dans les cas où les données sont insuffisantes ou inexistantes, les hydrologues ont recours à des hydrogrammes synthétiques pour simuler l'écoulement. Il s'agit, à partir des caractéristiques physiques et géographiques du bassin de déterminer les éléments principaux de l'hydrogramme unitaire. A titre d'exemple Snyder (1938), puis plus tard Taylor et Schwartz (1952), ont proposé des formules pour déterminer sept points d'un hydrogramme unitaire. Ils ont défini (Figure 4):

- le lag ou temps de réponse du bassin. Il est estimé comme suit :

$$t_l = C_t (L_{ca} L)^{-3} \quad (1.2)$$

où :

t_l = temps de réponse ou lag (heure)

C_t = coefficient qui tient en compte la pente et la capacité de stockage du bassin ;

L_{ca} = distance le long du courant, de l'exutoire au point le plus proche du centre de gravité du bassin (mile) ;

L = distance du chenal, de l'exutoire à la limite supérieure du bassin (mile);

- la durée t en heures, de l'averse unitaire. Elle est déduite du lag par la formule :

$$\Delta t = \frac{t_l}{5,5} \quad (1.3)$$

- la valeur du débit de pointe Q_p de l'hydrogramme unitaire pour une averse unitaire donnant une hauteur de ruissellement d'un pouce ;

$$Q_p = \frac{640C_p A}{t_l} \quad (1.4)$$

où :

C_p = coefficient qui tient en compte la propagation des ondes et les conditions de stockage ;

A = superficie du bassin (mi^2)

- le temps de base ;

$$t_b = 3 + \frac{t_l}{8} \quad (1.5)$$

- la largeur de l'hydrogramme synthétique à 50% et à 75% du débit de pointe.

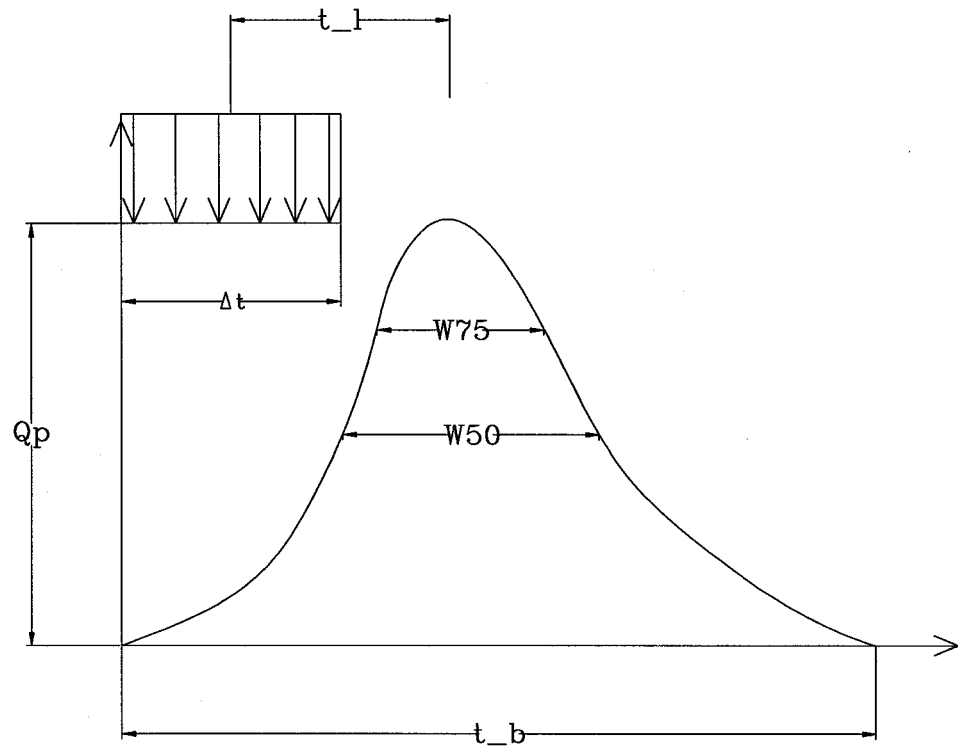


Figure 4 L'hydrogramme unitaire de Snyder

Malheureusement, le temps de réponse et le débit de pointe sont, dans ces formules, proportionnels à des coefficients qui varient sur des plages assez étendues. C_t dans la formule déterminant le temps de réponse peut varier de 0,4 sur les pentes abruptes au sud de la Californie à 8, le long du Golfe du Mexique (Viessman, 2003). Les valeurs de C_p , dans le calcul du débit de pointe peuvent, elles aussi, varier du simple au double (Viessman, 2003). Dans ces conditions, ces formules ne sauraient être appliquées sans d'importantes réserves, à des régions autres que celles pour lesquelles elles ont été établies. Ces modèles ont ainsi donc tous besoin de nombreuses séries de données pour les calibrer.

1.5 Les modèles analytiques

Il existe une multiplicité de modèles analytiques. Dépendamment des hypothèses retenues, ils peuvent être soit de nature déterministe, soit de nature aléatoire, avec des fonctions dépendant ou non de l'espace et/ou du temps. Le modèle qui sera développé au chapitre 3 idéalise le bassin versant comme une structure dans l'espace, délimitée par une frontière, qui reçoit l'eau de pluie, la transforme et évacue un débit à l'exutoire. La démarche méthodologique suivie est celle utilisée pour l'établissement du modèle du réservoir linéaire et de celui du réservoir non-linéaire. Ces modèles de réservoirs sont deux exemples de modèle déterministe, où l'intensité de la pluie sur le bassin et le débit varient avec le temps mais sont considérés indépendants de l'espace. Dans ces cas l'équation de continuité s'applique et peut s'écrire sous la forme :

$$\frac{dV}{dt} = I_{np} - Q \quad (1.6)$$

où :

I_{np} = débit entrant. Il est égal au produit de l'intensité efficace par la superficie efficace

Q = débit à l'exutoire

Plus simplement, cette équation stipule que sur un temps Δt , la variation dans le volume stocké est égale à la différence entre les volumes entrants et sortants.

Le volume entrant, la pluviométrie, est sensé connu; il reste à déterminer le volume stocké et le débit sortant. Il faut établir un système de deux équations : la première équation est l'équation de continuité, la seconde équation définit le volume stocké dans le système comme une fonction des débits entrants et sortants ainsi que de leurs variations dans le temps. Elle est de la forme :

$$V = a_1 \frac{dQ}{dt} + a_2 \frac{d^2 Q}{dt^2} + a_3 \frac{d^3 Q}{dt^3} + \dots + a_n \frac{d^{n-1} Q}{dt^{n-1}} \quad (1.7)$$

$$+ b_1 \frac{dI_{np}}{dt} + b_2 \frac{d^2 I_{np}}{dt^2} + b_3 \frac{d^3 I_{np}}{dt^3} + \dots + b_n \frac{d^{n-1} I_{np}}{dt^{n-1}}$$

Lorsque les coefficients, a_i et b_i sont indépendants du temps, le système est dit linéaire.

Dans le cas du modèle du réservoir linéaire, la seconde équation se formule ainsi :

$$V = k.Q \quad (1.8)$$

où k est la constante d'emménagement. La solution de ce système de deux équations est de la forme :

$$Q_{(t)} = Q_0 e^{-t/k} + \int_0^t \frac{1}{k} e^{-(t-\tau)k} I_{(\tau)} d\tau \quad (1.9)$$

où τ = instant où est émise l'impulsion instantanée

L'expression $\frac{1}{k} e^{-(t-\tau)k}$ représente la fonction de transfert et $(t-\tau)$, le délai écoulé depuis l'émission de l'impulsion (Figure 5).

La réponse du système du réservoir linéaire est complètement définie par cette fonction de transfert. Si ce réservoir reçoit une impulsion unitaire au temps τ , la réponse du

système au temps t est décrite par cette fonction. Dans le cas de réservoir initialement vide, Q_0 est égal à zéro.

Chow (1988) démontre que si à ce système, une pulsion unitaire de durée infinie est donnée, la réponse est de la forme (Figure 5) :

$$g(t) = 1 - e^{-t/k} \quad (1.10)$$

Enfin pour obtenir la réponse du réservoir linéaire à une pulsion de durée Δt , il suffit de tracer deux courbes de pulsion unitaire de durée infinie, l'une commençant à t et l'autre à $t + \Delta t$ et ensuite soustraire la seconde courbe de la première. Les relations suivantes sont alors dérivées:

$$\text{pour } 0 < t < \Delta t, \quad h(t) = \frac{1}{\Delta t} (1 - e^{-t/k}) \quad (1.11a)$$

$$\text{pour } t > \Delta t, \quad h(t) = \frac{e^{-t/k}}{\Delta t} (e^{-\Delta t/k} - 1) \quad (1.11b)$$

Ainsi donc, rien que par des développements mathématiques, tout comme pour les modèles synthétiques, les modèles analytiques arrivent à déterminer les éléments-clés du calcul des débits. La fonction de transfert par exemple représente l'équivalent de l'hydrogramme instantané vu précédemment, la courbe $g(t)$ est une courbe en S et la courbe $h(t)$, l'hydrogramme unitaire de Sherman pour une pluie de durée Δt .

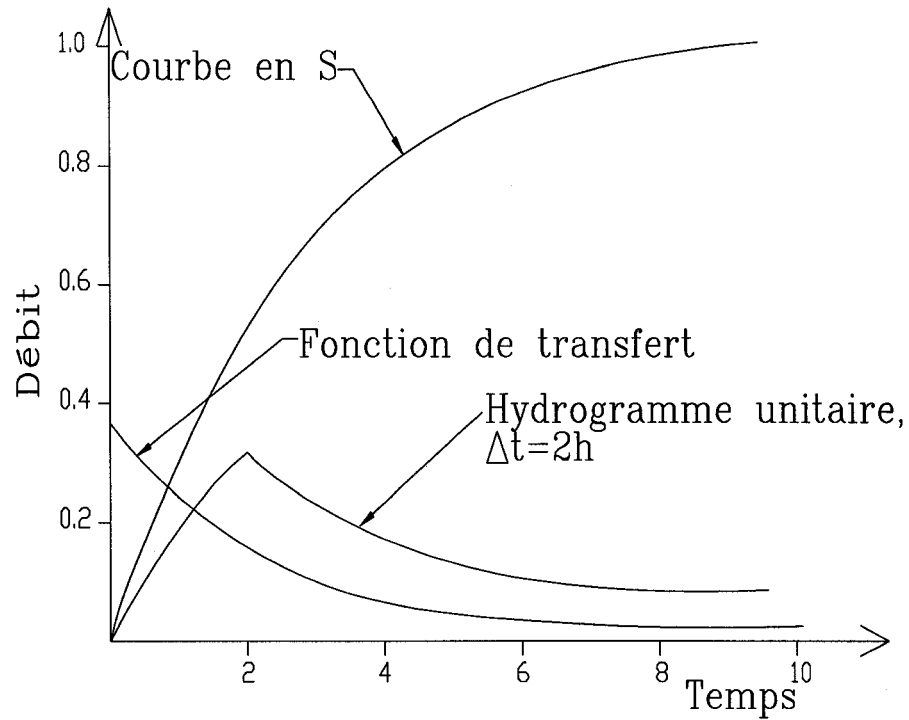


Figure 5 Réponse d'un réservoir linéaire avec un coefficient k égal à $3h$

Dans le cas du modèle du réservoir non-linéaire, l'équation de continuité est utilisée conjointement avec l'équation de Manning pour établir la relation entre le débit et le volume. Les deux hypothèses sont que, d'une part le volume est proportionnel à la surface et à la hauteur d'eau et de l'autre, pour un canal extrêmement large, cette profondeur d'eau est égale au rayon hydraulique. La seconde équation pour le modèle du réservoir non-linéaire s'écrit ainsi :

$$Q = W \frac{1}{n} (d - d_p)^{5/3} S^{1/2} \quad (1.12)$$

La résolution du système d'équations du modèle du réservoir non linéaire se fait par itération successive. Sous forme de différences finies, l'équation devient (S. Bennis & Crobeddu, 2005) :

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i - W \frac{S^{1/2}}{nA} \left[d_1 + \frac{1}{2}(d_2 - d_1) - d_p \right]^{5/3} \quad (1.13)$$

où W est la largeur du bassin ;

n , le coefficient de Manning ;

d_p , la profondeur de stockage dans les dépressions ;

S la pente du terrain.

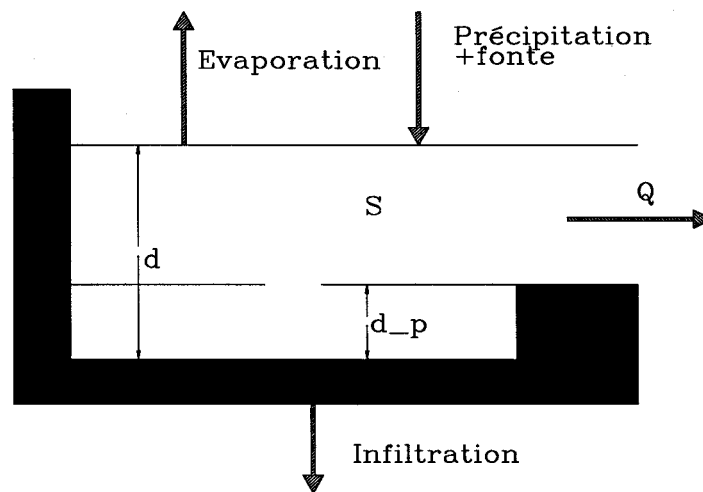


Figure 6 Schéma du réservoir non-linéaire

CHAPITRE 2

MODÈLE DE RUISSELLEMENT PROPOSÉ

Dans sa forme traditionnelle, la méthode rationnelle est basée sur trois hypothèses (Bennis, 2005) :

1. l'intensité de la pluie I est constante dans le temps et dans l'espace ;
2. toutes les pertes par infiltration, rétention et évaporation sont incluses dans un coefficient de ruissellement C constant dans le temps ;
3. la surface contributive au ruissellement augmente linéairement en fonction du temps pour atteindre la superficie totale du bassin A au temps $t =$ temps de concentration (T_c).

Pour élargir son champ d'utilisation, Bennis et Crobeddu (2005) ont proposé une généralisation qui, tout en sauvegardant la simplicité de la méthode rationnelle, la transforme en un véritable modèle de simulation du ruissellement, reproduisant fidèlement aussi bien le débit de pointe et son temps d'occurrence que le volume de ruissellement. Dans sa nouvelle version, la méthode permet l'utilisation d'une pluie variable. De plus, elle établit explicitement le volume des pertes (rétention sur les surfaces imperméables et perméables, infiltration sur les couches perméables). Dans leur proposition, l'hypothèse 3 relative à la surface contributive reste cependant inchangée : le bassin est considéré comme un tout avec un unique temps de concentration. Le modèle proposé dans ce rapport va modifier le modèle de Bennis et Crobeddu (2005) en introduisant l'hypothèse de temps de concentration distinct pour les couches imperméables et perméables.

2.1 Schématisation du modèle

Le modèle développé dans le présent chapitre considère le bassin comme scindé en deux couches :

- la première est imperméable. Une fois les dépressions remplies, la surface contributive augmente linéairement pour atteindre la superficie de la couche imperméable au temps de concentration de la couche imperméable T_{cimp} ;
- la seconde est perméable ; pour des pluies efficaces non nulles, la surface contributive augmente linéairement pour atteindre la superficie de la couche perméable au temps de concentration de la couche perméable T_{cper} .

Le modèle proposé ici fait l'hypothèse que les deux couches sont indépendantes. Comme montré à la figure 7, la couche perméable est placée à côté de la couche imperméable et les courbes isochrones divisent chaque couche en parties égales. C'est un peu une bande d'autoroute au milieu de champs agricoles ou d'une grande aire de stationnement à côté d'un cimetière. Les temps de concentration ne sont pas nécessairement liés ; la superficie comprise entre deux isochrones peut ainsi varier d'une couche à l'autre.

Les paramètres pour le calcul du temps de concentration d'une couche varient d'une formule à l'autre. A titre d'exemple, la formule de l'onde cinématique relie comme suit le temps de concentration à l'intensité de la pluie et aux caractéristiques du bassin:

$$T_c = K_4 \frac{L^{0,6} n^{0,6}}{I^{0,4} S^{0,3}} \quad (2.1)$$

où : K_4 = facteur de conversion (6,92 en SI et 0,94 en SA),

L = longueur de parcours (mètre),

I = intensité efficace de l'averse (mm/h),

n = coefficient de Manning,

S = pente moyenne du bassin (m/m).

Compte tenu de la nature différente des couches, sachant que l'intensité de la pluie efficace sur la couche imperméable est nettement plus élevée que celle sur la couche perméable, les temps de concentration des deux couches devraient fortement différer.

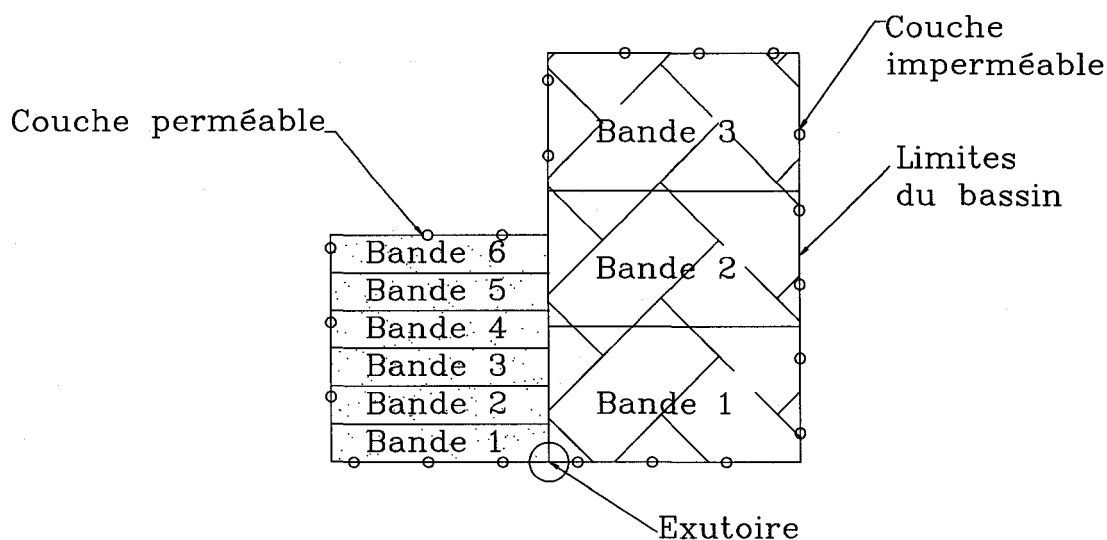


Figure 7 Schématisation du bassin de drainage

Il a été montré dans le chapitre précédent que la détermination du débit à l'exutoire d'un bassin nécessitait la formulation d'une fonction de transformation de la pluie. Les deux couches du modèle auront le même type de fonction de transfert ; elles se différencieront par les modalités de calcul de la pluie nette.

2.2 Modalités de calcul de la pluie nette

Lors d'une averse, les dépressions se remplissent dans un premier temps. Ces dépressions sont de nature extrêmement variable et il existe dans la littérature bien peu d'essais pour les mesurer. En conséquence, des relations mathématiques, susceptibles de déterminer leur volume sont rares. Théoriquement, la courbe de stockage des dépressions est asymptotique (Figure 8) mais la pratique courante est de considérer que l'ensemble des dépressions se remplit avant que ne commence le ruissellement.

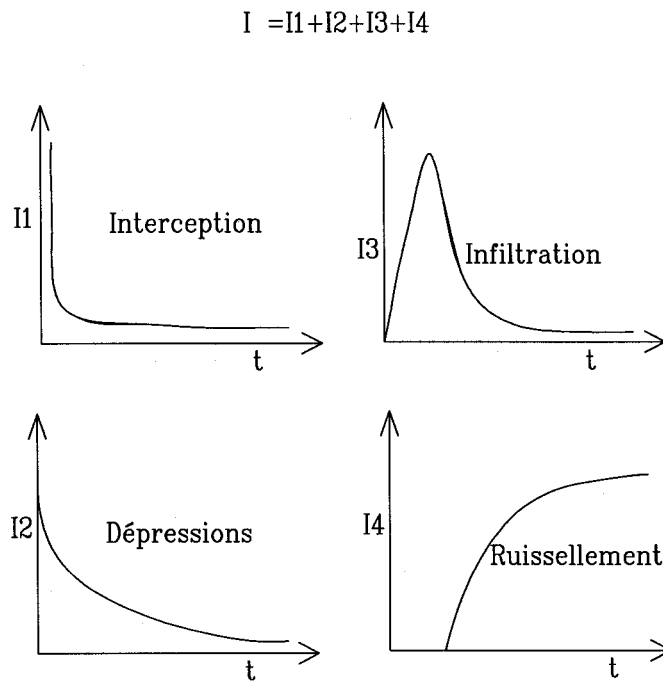


Figure 8 Courbes théoriques de répartition d'une pluie constante

La quantité retranchée est fonction de la topographie du bassin, de sa couverture végétale, de sa pente, etc. Viessman et Lewis (2003) ont montré à la suite de leurs études sur 4 petits bassins de drainage imperméables que la moyenne des dépressions était inversement proportionnelle à la pente (Figure 9).

Bennis (2003), rapportant Mosini *et al* estime ainsi la hauteur moyenne des dépressions sur les couches imperméables :

$$dp_1 = 2\text{mm} ; \text{ si } S < 1,5\% \quad (2.2a)$$

$$dp_1 = 0,5 + (3-S) ; \text{ si } 1,5\% < S < 3\% \quad (2.2b)$$

$$dp_1 = 0,5\text{mm} ; \text{ si } S > 1,5\% \quad (2.2c)$$

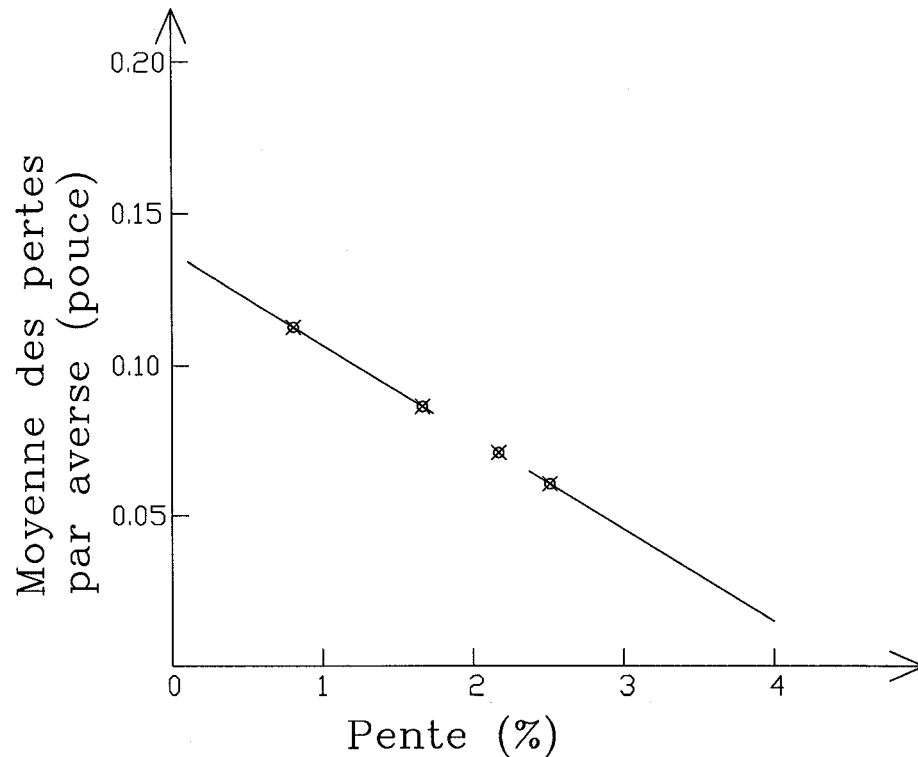


Figure 9 Perte dans les dépressions sur 4 petits bassins imperméables

Sur la couche imperméable, en faisant l'hypothèse que les dépressions sont uniformément réparties, le ruissellement débute à t_0 lorsque la hauteur de pluie tombée égale la hauteur moyenne de l'eau retenue dans les dépressions.

$$d_{p1} = \sum_{i=1}^{t_0} I_{(i)} \quad (2.3)$$

Sur la couche perméable par contre, étant donné que le volume retenu dans les dépressions est minime comparé au volume infiltré, la pratique courante est de le négliger et de ne considérer comme pertes que l'infiltration.

Les modèles pour estimer l'infiltration à survenir sur un bassin sont nombreux. Ils peuvent être aussi simples que l'application d'un taux moyen d'infiltration pour un type de sol recouvert d'une végétation spécifique, aussi complexes que l'usage d'équations différentielles décrivant l'écoulement dans un milieu poreux. Compte tenu de la rapidité

avec laquelle les petits bassins urbains répondent aux averses, le modèle se doit d'être précis et souple d'utilisation.

Le modèle d'infiltration retenu dans la généralisation de la méthode rationnelle est celui de Horton. Il est le fruit d'intenses travaux de recherche menés par Horton, de 1900 à 1945, sur les rivières de l'État de New York. Il permet en particulier de prendre en compte la variabilité, en fonction du temps, du potentiel d'infiltration. Le principal inconvénient du modèle réside dans la difficulté à estimer les coefficients f_0 et k .

D'après Horton (1933), le potentiel d'infiltration du sol diminue suivant l'équation :

$$f(t) = f_{\infty} + (f_0 - f_{\infty})e^{-kt} \quad (2.4)$$

où f_{∞} et f_0 sont les intensités d'infiltration initiale et asymptotique et k une constante homogène du temps.

Cette équation n'est valide que dans le cas où ce potentiel est inférieur en tout temps à la pluviométrie. Comme dans la majorité des cas, en début d'orage principalement, cette condition n'est pas remplie, il est alors nécessaire d'utiliser la courbe cumulative de l'infiltration pour déterminer le temps équivalent t_p à employer dans l'équation de Horton.

L'infiltration cumulée en intégrant l'équation de Horton a pour expression (Bedient & Huber, 2002) :

$$F(t) = f_{\infty}t_p + \frac{f_0 - f_{\infty}}{k}(1 - e^{-kt_p}) \quad (2.5)$$

Sachant que sur chaque intervalle de temps, l'infiltration réelle est le minimum entre la pluviométrie et le potentiel d'infiltration, il est possible de comptabiliser le volume d'eau réellement infiltré. Cette hauteur d'eau est introduite dans l'équation 2.5 et, par

approximations successives, le temps équivalent au volume infiltré est alors calculé. C'est cette approche qui est utilisée dans le logiciel SWMM (Huber & Dickenson, 1992).

Bennis (2003) estime comme suit (Tableau 1), les paramètres de Horton :

Tableau I
Paramètres d'infiltration de Horton

Catégorie de sol	A	B	C	D
f_0 (mm/h)	250	200	125	75
f_∞ (mm/h)	25	12	6	2,5
k (1/h)	2 à 5	2 à 5	2 à 5	2 à 5

où :

A : faible possibilité de ruissellement (sable et gravier bien drainés)

B : taux d'infiltration moyen (texture moyennement fine à moyennement grosse ;
sable)

C : faible taux d'infiltration (texture assez fine, sols contenant de l'argile)

D : forte possibilité de ruissellement (argiles, nappes constamment hautes)

Le sous-bassin imperméable ne subit pas de pertes par infiltration et son volume de dépressions est moindre. En conséquence, l'intensité de la pluie efficace sur cette couche sera plus forte, le ruissellement débutant plus tôt que sur la couche perméable.

2.3 Fonction de transfert et hydrogramme unitaire du modèle

L'établissement d'un hydrogramme unitaire pour le modèle débute par l'identification de la fonction de transfert. En faisant l'hypothèse que la surface contributive au

ruissellement augmente linéairement en fonction du temps, la manière dont le système répond à une impulsion unitaire est par le fait même, bien définie.

Considérons en effet un bassin recevant une pluie uniforme d'intensité constante de durée D_r . L'équation de continuité de ce bassin s'écrit ainsi :

$$\frac{dV}{dt} = I_{np} - Q \quad (1.6)$$

où :

V = volume stocké sur le bassin ;

I_{np} = débit entrant dans le système

Q = débit sortant du système.

Le débit entrant est égal à :

$$I_{np} = A_{ef} I_{ef}; \quad (2.6a)$$

où :

A_{ef} = superficie contribuant à l'écoulement. Il est égal à CA sur la couche imperméable et à $(1-C)A$ sur la couche perméable ;

I_{ef} = intensité de la pluie tombée diminuée du potentiel d'infiltration ;

Comme la surface contributive augmente linéairement en fonction du temps, alors :

$$A_{(t)} = \frac{A}{T_c} t \quad (2.6b)$$

$$\Omega_{(t)} = \frac{A}{2T_c} t^2 \quad (2.6c)$$

où $\Omega_{(t)}$ représente la somme des surfaces ayant contribué à l'écoulement du début de la pluie au temps t

Ainsi l'équation établissant le volume stocké en tout temps sur le bassin est de la forme :

$$V = A_{ef} I_{ef} t - \frac{A_{ef} I_{ef}}{2T_c} t^2 \quad (2.6d)$$

La solution des deux équations 1.6 et 2.6d est alors :

$$Q_t = \int_0^t \frac{A_{ef}}{T_c} I_{ef(t)} dt = \frac{A_{ef}}{T_c} I_{ef} t \quad (2.6e)$$

Avec $I_{ef(t)} dt$ comme l'impulsion unitaire appliquée au système et $\frac{A_{ef}}{T_c}$ une fonction de transfert. La fonction de transfert (Smith & Lee, 1984) est constante, de forme rectangulaire (Figure 10) et est égale à :

$$u(t) = dA/dt_c \quad (2.6f)$$

Une pluie d'intensité unitaire de durée supérieure au temps de concentration aura l'hydrogramme en S représenté à la figure 10. En décalant cette courbe en S de 1 minute et en soustrayant la seconde de la première, l'hydrogramme unitaire pour une pluie d'une durée de 1 minute est alors dérivé.

Ainsi donc, les caractéristiques de l'hydrogramme unitaire sont les suivantes :

- la durée de la pluie unitaire $\Delta t = 1$ minute ;
- le temps de base $t_b = T_c + 1$ min ;
- le débit de pointe : $Q_p = K.C. \cdot \frac{A}{T_c} i_u$;
- le temps de réponse $t_1 = 0,5$ minute.

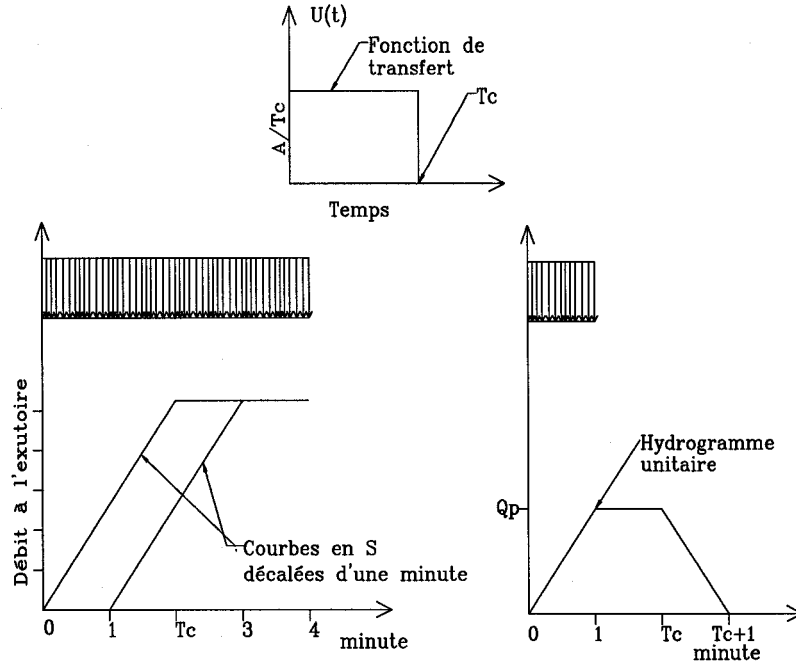


Figure 10 Construction d'un hydrogramme unitaire pour la méthode rationnelle généralisée

Il faut souligner enfin que le volume sous la courbe, comme dans le cas de l'hydrogramme unitaire de Sherman est égal au produit de la surface par une hauteur efficace de 1 mm.

2.4 Formulation du modèle proposé

En multipliant l'hydrogramme unitaire par la pluie efficace déterminée sur chaque intervalle de temps, et en combinant les hydrogrammes par convolution, la nouvelle formulation de la méthode rationnelle généralisée s'écrit ainsi :

$$Q_{(t)} = KA \left[C \sum_{j=1}^{t \leq n_p} x_{imp}(j) U_{imp}(t-j+1) + (1-C) \sum_{j=1}^{t \leq n_p} x_{per}(j) U_{per}(t-j+1) \right] \quad (2.7)$$

où :

K = constante de conversion (1/360)

A = superficie contributive du bassin (ha);

C = coefficient d'imperméabilité ;

n_p = durée de la pluie (minute) ;

$t \leq n_p$ borne supérieure qui signifie que la sommation se fait :

jusqu'à t lorsque t est plus petit ou égal à n_p ,

jusqu'à n_p lorsque t est plus grand que n_p

$x_{imp}(j)$ = intensité de pluie efficace sur la couche imperméable. Elle est nulle pendant le remplissage des dépressions.

$$x_{imo}(j) = 0 \text{ pour } t \leq t_0 \quad (2.8a)$$

$$x_{imp}(j) = I_{(t)} \text{ pour } t > t_0 \quad (2.8b)$$

t_0 = moment où débute le ruissellement sur la couche imperméable ;

$U_{imp}(i)$ = fonction de transfert de la couche imperméable pour une superficie de 1 ha.

$$U_{imp}(i) = \frac{1}{T_{cimp}} \text{ pour } 0 < i < T_{cimp} \quad (2.9a)$$

$$U_{imp}(i) = 0 \text{ pour } i \leq 0 \text{ et } i \geq T_{cimp} \quad (2.9b)$$

$x_{per}(j)$ = intensité de pluie efficace sur la couche perméable

$$x_{per}(j) = I(j) - f(t_p) \quad (2.10)$$

$U_{per}(i)$: fonction de transfert de la couche perméable pour une superficie de 1 ha.

$$U_{per}(i) = \frac{1}{T_{cper}} \text{ pour } 0 < i < T_{cper} \quad (2.11a)$$

$$U_{per}(i) = 0 \text{ pour } i \leq 0 \text{ et } i \geq T_{cper} \quad (2.11b)$$

L'équation (2.7) a été codifiée sur Matlab®; le programme généré a servi à l'analyse de la sensibilité du modèle et à la simulation d'hydrogrammes pour sept bassins.

2.5 Détermination du débit de pointe et du temps de remontée

Dans le cas de la méthode rationnelle traditionnelle l'intensité de la pluie est constante, le débit de pointe indépendant du temps de concentration et le temps de remontée égal au temps de concentration. Par contre dans le cas du modèle proposé, une variation du temps de concentration entraîne, pour des pluies d'intensité variable, une variation du débit de pointe et du temps de remontée. Pour déterminer ce débit maximum et pour localiser la pointe de l'hydrogramme, le présent paragraphe traite pas à pas, l'exemple simple de la couche imperméable sur laquelle tombe une pluie variable, pour deux valeurs de temps de concentration

À la figure 11 est montré le hyétogramme de pluie. Soit t_0 , le moment où débute le ruissellement sur la couche imperméable; la pluie tombée entre t_0 et $t_0+\Delta t$ sur la bande 1 arrive graduellement à l'exutoire. A $t_0+\Delta t$ le débit à l'exutoire est de la forme :

$$Q_{\Delta t} = K.C.I_1.A_1 \quad (2.12)$$

où :

K = constante de conversion égale à (10/3600) lorsque le débit est exprimé en m^3/sec , la superficie en hectare et l'intensité en mm/h ;

C = coefficient d'imperméabilité du bassin.

Au temps $t_0+2\Delta t$, le débit à l'exutoire provient des bandes 1 et 2. Il a pour expression :

$$Q_{2\Delta t} = K.C.I_1.A_2 + K.C.I_2.A_1 \quad (2.13)$$

A_1 étant égal à A_2 , l'expression se simplifie comme suit :

$$Q_{2\Delta t} = K.C.\frac{A}{T_c}\sum_{i=1}^2 I_i \quad (2.14)$$

Lorsque la durée de la pluie est égale au temps de concentration de la couche, le débit a pour expression :

$$Q_{T_c} = K.C . A \sum_{i=1}^{T_c} \frac{I_i}{T_c} \quad (2.15)$$

L'équation 2.15 est la forme simplifiée de l'équation 2.7. Pour atteindre le débit de pointe, le système multiplie donc la moyenne des intensités enregistrées sur une plage de largeur égale au temps de concentration, par une constante. Cette constante représente le produit du facteur de conversion, du coefficient d'imperméabilité et de la surface.

A la figure 11 sont aussi montrés :

- les plages de la sommation maximale des intensités sur 2 et 3 minutes ;
- l'hydrogramme à l'exutoire d'une couche ayant un temps de concentration de 2 minutes ;
- l'hydrogramme de la même couche avec un temps de concentration de 3 minutes.

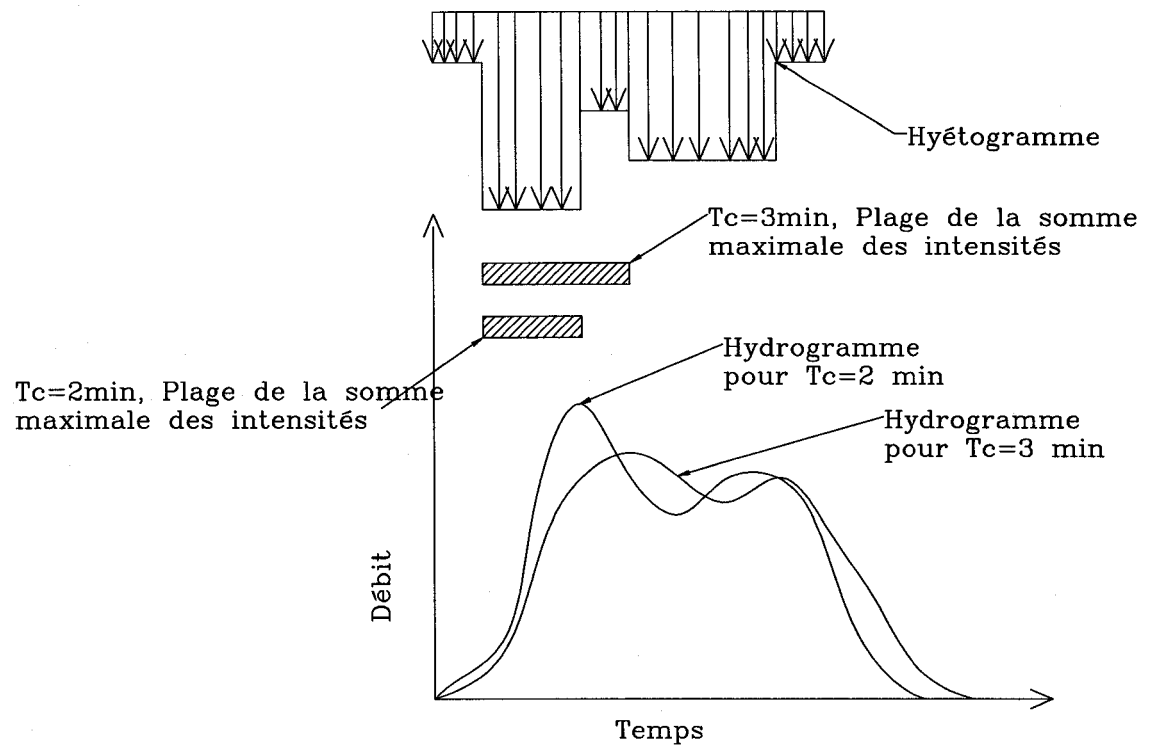


Figure 11 Localisation de la pointe de l'hydrogramme - Pluie non constante

Pour cette pluie de durée supérieure aux deux temps de concentration, deux points sont à noter :

- le maximum du débit est atteint à la fin de la plage du maximum des intensités ;
- la moyenne maximale $\sum \frac{I_i}{T_c}$ diminue avec l'augmentation du temps de concentration.

CHAPITRE 3

ANALYSE DE SENSIBILITÉ DU MODÈLE

L'hydrologue qui met au point un modèle se doit de le tester. Il choisit des bassins où existe une longue série de données de pluviométrie et de débit, les regroupe en deux lots, puis procède à des simulations:

- sur le premier lot de données pour fixer les paramètres du modèle ; ce type de simulation porte le nom d'étalonnage ;
- sur le second lot de données pour vérifier qu'avec les paramètres retenus, il obtient des performances acceptables.

L'équation du nouveau modèle a été établie par l'équation 2.7

$$Q_{(t)} = KA \left[C \sum_{j=1}^{t \leq n_p} x_{imp}(j) U_{imp}(t-j+1) + (1-C) \sum_{j=1}^{t \leq n_p} x_{per}(j) U_{per}(t-j+1) \right] \quad (2.7)$$

Telle que généralisée, la méthode rationnelle calcule le débit $Q(t)$ en fonction de dix paramètres:

$$Q(t) = f(I, A, C, d_{p1}, Tc_{imp}, d_{p2}, f_0, f_{\infty}, k, Tc_{per}) \quad (3.1)$$

où :

I = Intensité de la pluie;

A = surface totale du bassin ;

C = pourcentage de surface imperméable ;

d_{p1} = rétention initiale sur la couche imperméable ;

d_{p2} = rétention initiale sur la couche perméable ;

Tc_{imp} = temps de concentration de la couche imperméable ;

Tc_{per} = temps de concentration de la couche perméable ;

f_0 = infiltration initiale ;

f_{∞} = infiltration finale ;

k = coefficient d'atténuation de Horton

Faisant l'hypothèse que la pluviométrie est donnée, le calibrage du modèle consistera à faire varier les neuf autres paramètres de manière à ce que les résultats obtenus collent le plus fidèlement aux résultats observés sur le bassin. La procédure de calibrage, autant que possible, fait varier la superficie du bassin et son pourcentage d'imperméabilité que légèrement autour de leurs valeurs de référence.

Une méthodologie de calibrage efficace nécessite cependant une analyse de sensibilité du modèle. Cette analyse permet de prévoir l'incidence de la variation d'un paramètre sur les résultats du modèle. Elle est en général d'un apport inestimable pour l'ingénieur qui utilise le modèle, car elle lui permettra d'appréhender l'importance de chaque variable et d'estimer l'incidence d'une erreur, sur les résultats calculés. Enfin, lors de l'élaboration de l'algorithme du modèle, comme c'est le cas dans le présent rapport, l'analyse de sensibilité est un élément-clé pour la mise au point d'un programme de calcul sur Matlab®.

3.1 Les trois types de sensibilité

La sensibilité du modèle se définit comme le changement d'un facteur suite au changement d'un autre facteur. Elle peut s'exprimer sous trois formes (McCuen, 2003) : absolue, relative ou par écart ; la forme la plus appropriée étant déterminée par le contexte. Sous sa forme absolue, elle a pour expression :

$$S = \frac{\delta O}{\delta F_i} = \frac{f(F_i + \Delta F_i, F_{j \neq i}) - f(F_1, F_2, \dots, F_n)}{\Delta F_i} \quad (3.2)$$

où :

O = résultat généré par le modèle.

F = les neuf paramètres du modèle ;

Les valeurs de référence de O et de F sont dénotées respectivement O_0 et F_i

Cette forme absolue ne permet pas de comparer la sensibilité des paramètres car la relation est dimensionnelle. En divisant le numérateur de l'équation 3.2 par O_0 , et le dénominateur par F_i , une équation a-dimensionnelle peut être obtenue. Elle porte le nom d'équation de sensibilité relative :

$$S_i = \frac{\frac{\delta O}{O_0}}{\frac{\delta F_i}{F_i}} = \left(\frac{\delta O}{\delta F_i} \right) \frac{F_i}{O_0} \approx \frac{\frac{\Delta O}{O_0}}{\frac{\Delta F_i}{F_i}} \quad (3.3)$$

La sensibilité par écart se mesure comme suit :

$$\Delta O = \frac{\delta O}{\delta_i F} \Delta F_i \approx \frac{\Delta O}{\Delta F_i} \cdot \Delta F_i \quad (3.4)$$

Elle est surtout utile dans l'analyse des erreurs et des coûts. Cette formulation de la sensibilité se prête mal à la comparaison et n'a pas servi à ce rapport.

Tel que programmé, le modèle génère le débit de pointe, le volume ruisselé, le temps de remontée, l'instant t_0 où commence le ruissellement, ainsi que le temps de base de l'hydrogramme. Les graphiques des paragraphes 3.4 à 3.8 tracent, en fonction du taux de variation du paramètre retenu :

- le taux de variation du débit de pointe;
- le taux de variation du volume ruisselé.

Les pentes de ces courbes représentent ainsi les sensibilités relatives du modèle.

Dans la suite du rapport, les abréviations ci-dessous seront utilisées :

- T_vQ = taux de variation du débit de pointe

- $T_V V$ = taux de variation du volume ruisselé;
- $T_V M$ = taux de variation de la moyenne des intensités maximales dans la fenêtre mobile;
- $T_V X$ = taux de variation du paramètre X

3.2 Choix des caractéristiques du bassin de référence

Les caractéristiques du bassin de référence représentent les conditions moyennes généralement rencontrées en hydrologie urbaine. La moyenne des superficies de ces bassins urbains est en effet de l'ordre de 50 ha. Un peu faible pour une zone urbaine, le coefficient d'imperméabilité de 0,6 permet néanmoins de bien faire ressortir l'influence de la couche perméable. Les valeurs de rétention et d'infiltration sont les valeurs moyennes considérées en général pour ces paramètres. Ces caractéristiques sont présentées au tableau II.

Tableau II
Caractéristiques du bassin de référence

	Couche imperméable	Couche perméable
Superficie du bassin A (ha)	50	
Coefficient d'imperméabilité C	0,6	
Rétention initiale d_{p1} et d_{p2} (mm)	1	0
Temps de concentration (min)	20	40
Infiltration initiale f_0 (mm/h)		100
Infiltration finale f_∞ (mm/h)		10
Coefficient d'atténuation k (1/h)		Pluie Cte: 2, Chicago :15

La majorité des paramètres (dp_1 , dp_2 , T_{cimp} , T_{cper} , f_0 , f_∞ et k) n'influencent qu'une seule des deux couches. Aussi, pour bien faire ressortir les propriétés de la couche et pour

faciliter l'interprétation des résultats, l'analyse de sensibilité est réalisée en faisant l'hypothèse que l'autre couche ne contribue pas à l'écoulement. L'élimination de la contribution de la couche perméable, dans le programme Matlab®, est obtenue en fixant un coefficient d'infiltration finale, supérieur à l'intensité de la pluie; celle de la couche imperméable, en allouant à la valeur des dépressions initiales dp_1 une valeur supérieure à la hauteur de pluie. La seule exception sera dans l'analyse de la sensibilité du coefficient d'imperméabilité C . Cette analyse est menée successivement pour la couche imperméable, pour la couche perméable et pour le bassin pris dans son ensemble.

3.3 Choix de la pluviométrie

Deux types de pluies synthétiques ont été utilisés dans cette analyse de sensibilité :

- d'intensité constante. L'intensité et la durée de la pluie ont été ajustées de manière à atteindre le maximum des débits : une pluie d'intensité 30 mm/h et d'une durée de 40 minutes sur la couche imperméable ; une autre pluie d'intensité de 60 mm/h et d'une durée de 3 heures sur la couche perméable.
- des pluies de Chicago avec des sommets se situant au début (Type 1, $a=0$), au milieu (Type 2 $a=0,5$) ou à la fin de l'averse (Type 3 $a=1$). Ces hyétogrammes sont reportés à l'annexe 1.

3.4 Sensibilité du modèle à la variation de la superficie du bassin

La superficie totale du bassin A est généralement calculée à partir de cartes topographiques. Avec les progrès actuels de la cartographie, la précision des calculs peut être excellente. Dans certains cas cependant, il faut retrancher de la superficie totale, la superficie de zones ne contribuant pas à l'écoulement comme celles qui sont trop perméables ou qui sont drainées vers une cuvette à l'intérieur du bassin.

La figure 12 montre les hydrogrammes obtenus pour des superficies variant de 35 à 65 ha. Le tableau III fait ensuite la compilation des résultats de l'analyse

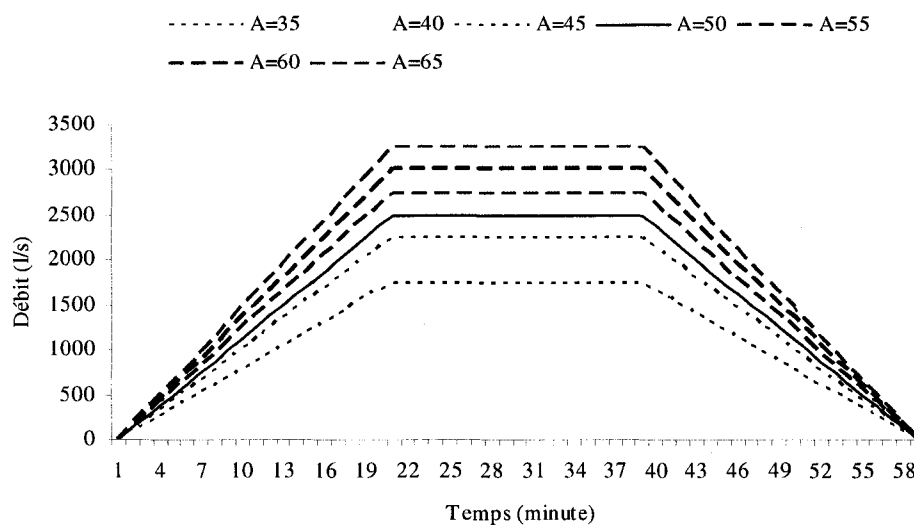


Figure 12 Hydrogrammes de la couche imperméable pour une pluie constante et pour différentes valeurs de superficie

Tableau III

Sensibilité de la couche imperméable à la variation des surfaces

Superficie (ha)	35	40	45	50	55	60	65
TvA (%) :	-30	-20	-10	0	10	20	30
TvQ (%) :	-30	-20	-10	0	10	20	30
TvV (%) :	-30	-20	-10	0	10	20	30
TvB (%) :	0	0	0	0	0	0	0
Déphasage de Q_p (min) :	0	0	0	0	0	0	0

Enfin la figure 13 présente les courbes TvQ et TvV en fonction du taux variation de la superficie.

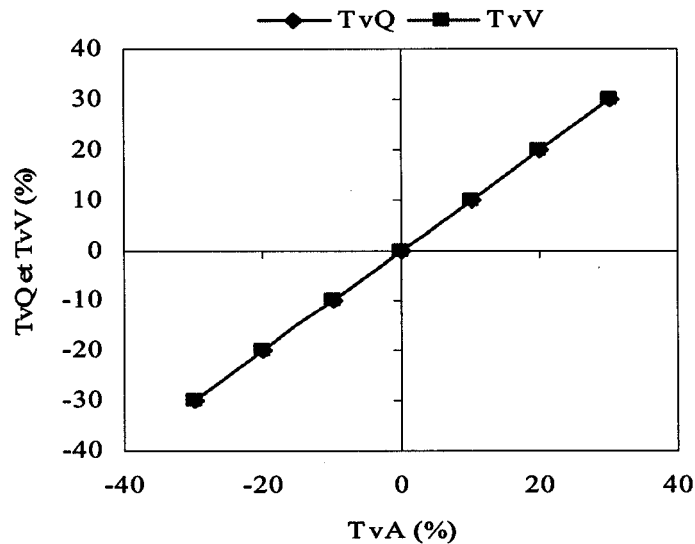


Figure 13 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la superficie – couche imperméable et pluie constante

L'analyse des courbes obtenues à la figure 12 montre dans le cas de la couche imperméable:

- que le débit de pointe et le volume ruisselé sont directement proportionnels à la variation de la superficie du bassin. La sensibilité du débit de pointe et celle du volume ruisselé sont égales à 1.
- qu'une variation de la superficie n'affecte ni le temps de remontée, ni le temps de base ;
- et que l'instant t_0 où débute le ruissellement est indépendant de la superficie.

Les mêmes conclusions ont été tirées de l'analyse de la couche perméable. En particulier, le débit de pointe et le volume ruisselé sont directement proportionnels à la surface.

3.5 Sensibilité à la variation du pourcentage de surface imperméable

La détermination du pourcentage de surface imperméable est en général moins précise que le calcul de la superficie. Elle nécessite en effet de diviser le bassin en zones homogènes et d'appliquer à chaque zone un pourcentage des surfaces imperméables. Sur les bassins très urbanisés, ce coefficient s'approche de 1.

3.5.1 Sensibilité de la couche imperméable à la variation de C

Pour une pluie constante de 30 mm/h d'intensité, sont montrés à la figure 14, les hydrogrammes obtenus pour des coefficients d'imperméabilité C variant de 0,45 à 0,75. Les résultats sont ensuite compilés au tableau IV puis tracés à la figure 15.

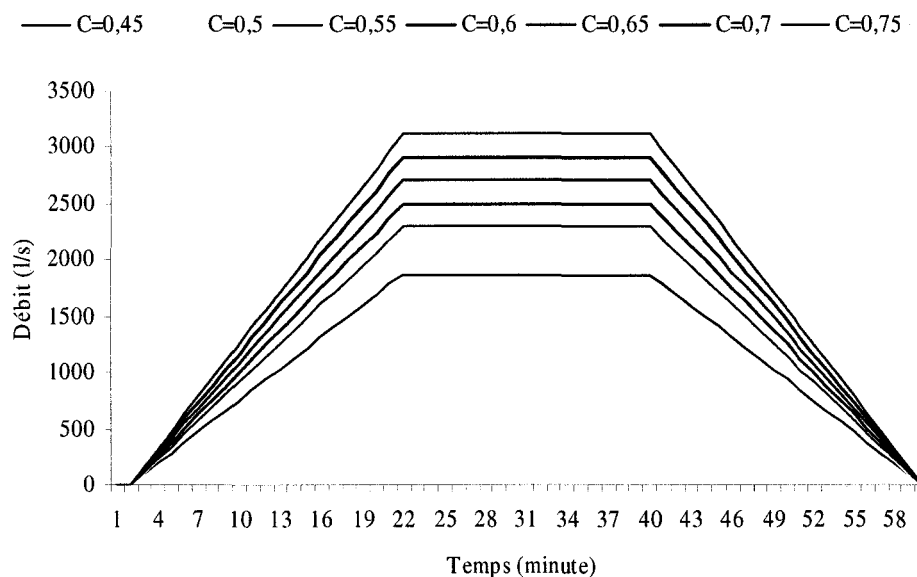


Figure 14 Hydrogrammes de la couche imperméable pour une pluie constante et pour différentes valeurs du coefficient d'imperméabilité C

Tableau IV
Sensibilité de la couche imperméable à la variation de C

Coefficient d'imperméabilité C	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75
TvC (%) :	-25	-17	-8	0	8	17	25
TvQ (%) :	-25	-17	-8	0	8	17	25
TvV (%) :	-25	-17	-8	0	8	17	25
TvB (%) :	0	0	0	0	0	0	0
Déphasage de Q_p (min) :	0	0	0	0	0	0	0

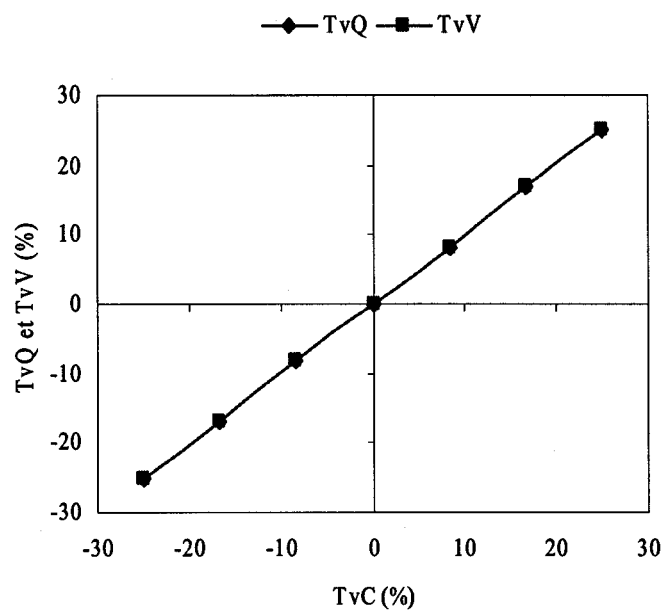


Figure 15 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient d'imperméabilité C – Couche imperméable et pluie constante

Deux conclusions sont à tirer de l'analyse des tableaux IV et des courbes de la figure 15.

- Le début du ruissellement (t_0), le temps de remontée (T_m) et le temps de base (T_b) sont indépendants du pourcentage de surface imperméable (C);
- Le débit de pointe (Q_p) et le volume ruisselé (V) sont directement proportionnels au coefficient C ; leur sensibilité relative vis à vis de la variation du coefficient d'imperméabilité C est égale à 1.

3.5.2 Sensibilité de la couche perméable à la variation de C

Pour une pluie constante de 60 mm, les hydrogrammes obtenus sur la couche perméable pour des C variant de 0,45 à 0,75 sont montrés à la figure 16.

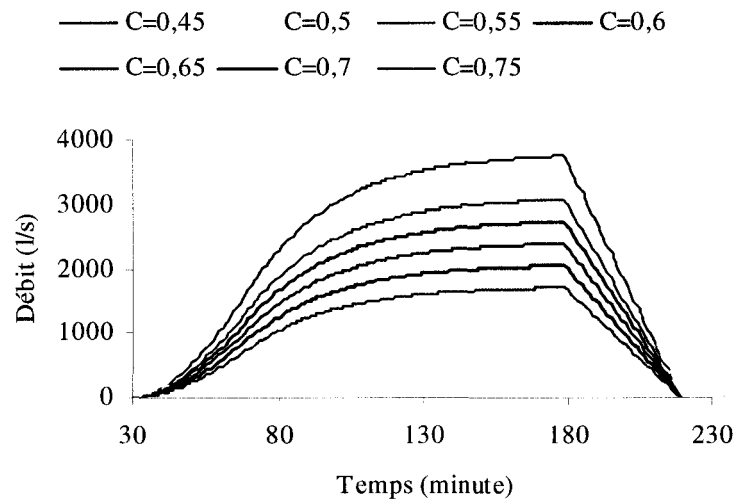


Figure 16 Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie constante et pour différentes valeurs du coefficient d'imperméabilité C

L'estimation de t_{0per} , l'instant où débute le ruissellement sur la couche perméable, est faite en posant dans l'équation 2.5

$$F(t) = I * t_{0per}$$

et en résolvant par itérations successives. Particulièrement pour les pluies de Chicago

avec $a=1$, le ruissellement débute longtemps après le commencement de la pluie. Les hydrogrammes sont présentés avec l'axe des X débutant approximativement avec le début du ruissellement. Dans le cas de la figure 16, la numérotation des X commence à 30, car t_{0per} est égal à 35 min.

Les résultats des hydrogrammes sont ensuite compilés au tableau V et tracés à la figure 17.

Tableau V
Sensibilité de la couche perméable à la variation de (1-C)

Coefficient de perméabilité (1-C)	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25
Tv (1-C) (%) :	38	25	13	0	-13	-25	-38
TvQ (%) :	37	25	12	0	-13	-25	-38
TvV (%) :	37	25	12	0	-13	-25	-38
TvB (%) :	0	0	0	0	0	0	0
Déphasage de Q_p (min) :	0	0	0	0	0	0	0

Encore deux conclusions sont à tirer de l'analyse des tableaux V et des courbes de la figure 16.

- Le début du ruissellement, le temps de remontée et le temps de base sont indépendants du pourcentage de surface imperméable ;
- Le débit de pointe et le volume ruisselé sont directement proportionnels au facteur (1-C). Leur sensibilité est égale à l'unité.

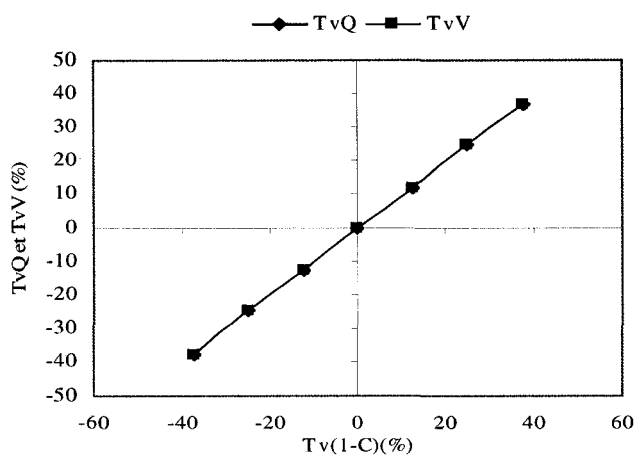


Figure 17 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient de perméabilité (1-C) – Couche perméable et pluie constante

3.5.3 Sensibilité de l'ensemble du bassin à la variation de C

Pour la pluie de 60 mm, les hydrogrammes du bassin pris dans son ensemble ont été calculés avec des C variant de 0,45 à 0,75 (figure 18).

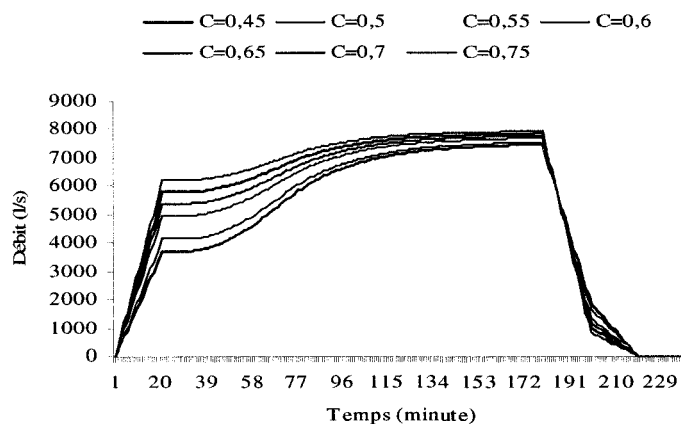


Figure 18 Hydrogrammes du bassin pris dans son ensemble pour une pluie constante et pour différentes valeurs du coefficient d'imperméabilité C

Les taux de variation des débits de pointe et des volumes ruisselés sont reportés au tableau VI puis tracés à la figure 19.

Tableau VI
Sensibilité du bassin dans son ensemble à la variation de C

Coefficient d'imperméabilité C	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75
TvC (%) :	-25	-17	-8	0	8	17	25
TvQ (%) :	-2,9	-1,9	-1	0	1	1,9	2,9
TvV (%) :	-8,2	-5,4	-2,7	0	2,7	5,4	8,2

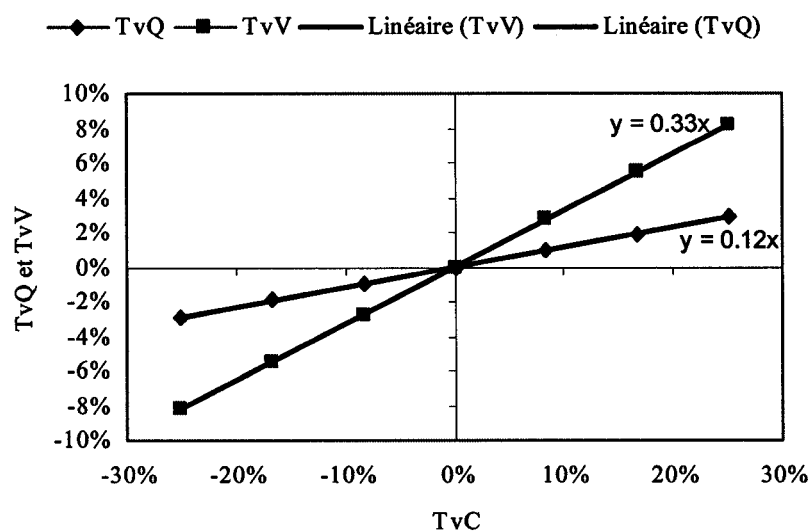


Figure 19 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient d'imperméabilité C – Bassin dans son ensemble et pluie constante

Pour le bassin pris dans son ensemble, les taux de variation des débits de pointe et des volumes ruisselés sont proportionnels au taux de variation du coefficient d'imperméabilité. Pour une pluie d'intensité constante, les sensibilités relatives des

débites de pointe et des volumes ruisselés vis-à-vis de la variation du coefficient d'imperméabilité C sont respectivement égales à :

$$S_{rQ} = \frac{x_{imp} - x_{per}}{x_{imp} - x_{per} + \frac{x_{per}}{C}} \quad (3.5a)$$

et à

$$S_{rV} = \frac{H_{imp} - H_{per}}{H_{imp} - H_{per} + \frac{H_{per}}{C}} \quad (3.5b)$$

avec :

$$H_{imp} = x_{imp} D_r - dp_1 \quad (3.5c)$$

$$H_{per} = x_{per} D_{per} - dp_2 \quad (3.5d)$$

$$D_{per} = k(1 - e^{-k(D_r - t_{0per})}) \quad (3.5e)$$

où :

x_{imp} = pluie efficace sur la couche imperméable (60 mm)

x_{per} = pluie efficace maximale sur la couche perméable (50 mm)

H_{imp} = lame d'eau qui a ruisselé sur la couche imperméable (179 mm)

H_{per} = lame d'eau qui a ruisselé sur la couche perméable (99 mm)

D_r = durée de la pluie (3 h)

k = coefficient d'atténuation de Horton (2/h)

t_{0per} = instant où débute le ruissellement sur la couche perméable (35 minutes, voir paragraphe 3.5.2)

dp_1 = dépressions initiales sur la couche imperméable (1 mm)

dp_2 = dépressions initiales sur la couche perméable (0 mm)

C = coefficient d'imperméabilité (0,6)

3.6 Sensibilité à la variation de la rétention initiale

La rétention initiale peut varier d'un événement pluvieux à un autre. Elle est maximale lorsque les dépressions se sont évidées suite à l'évaporation ou à l'infiltration. Par contre si le sol est saturé et les flaques d'eau présentes, elle peut même s'annuler.

3.6.1 Sensibilité de la couche imperméable à la variation de d_{p1}

Pour une pluie constante de 30 mm/h d'intensité, sont montrés à la figure 20, les hydrogrammes obtenus pour des d_{p1} variant de 0 à 2,5mm. Les résultats sont ensuite compilés au tableau VII.

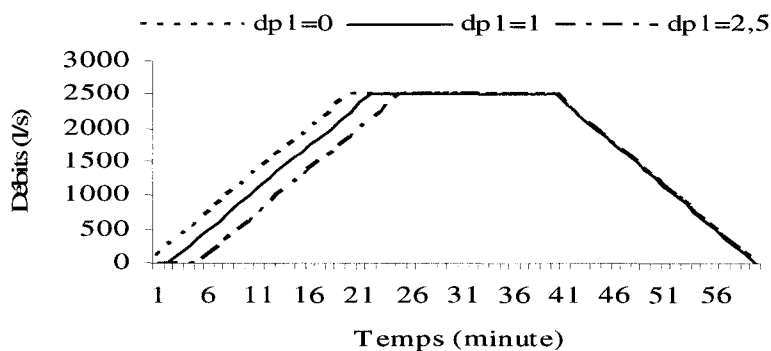


Figure 20 Hydrogrammes de la couche imperméable pour différentes valeurs de dépressions initiales - Pluie constante

Soit H_{imp} la lame d'eau qui a ruisselé sur la couche imperméable. Cette lame est la hauteur de pluie diminuée de la profondeur des dépressions :

$$H_{imp} = I \cdot Dr - d_{p1} \quad (3.6a)$$

où : I = intensité de la pluie constante;

Dr = durée de l'averse;

d_{p1} = hauteur d'eau retenue dans les dépressions.

Tableau VII
Sensibilité de la couche imperméable à la variation des dépressions initiales

Dépressions initiales d_{p1}	0	0,5	1	1,5	2	2,5
Tv d_{p1} (%) :	-100	-50	0	50	100	150
TvQ (%) :	0	0	0	0	0	0
TvV (%) :	5	3	0	-3	-5	-8
TvB (%) :	3	2	0	-2	-3	-5
Déphasage de Q_p (min) :	-2	-1	0	1	2	3

Le volume ruisselé est directement proportionnel à la hauteur de la lame ruisselante, soit :

$$\frac{V_i - V_0}{V_0} = \frac{H_{impi} - H_{imp0}}{H_{imp0}} \quad (3.6b)$$

Substituant dans l'équation (3.6b), la valeur de H_{impi} , T_vV peut s'écrire :

$$\frac{V_i - V_0}{V_0} = -\frac{d_{pli} - d_{p10}}{H_{imp0}} = -\left(\frac{d_{p10}}{H_{imp0}}\right) \frac{d_{pli} - d_{p10}}{d_{p10}} \quad (3.7)$$

Sachant que H_{imp0} est égal au volume de référence divisé par la superficie contributive, la sensibilité relative du modèle vis à vis d'une variation des dépressions initiales (figure 21) s'établit comme suit :

$$S_r = -\frac{d_{p10}}{H_{imp0}} = -\frac{60KCA d_{p10}}{V_0} \quad (3.8)$$

où :

K = facteur de conversion (1/360);

C = coefficient d'imperméabilité (0,6);

A = superficie du bassin (50 ha)

V_0 = volume de référence ruisselé (95 m^3).

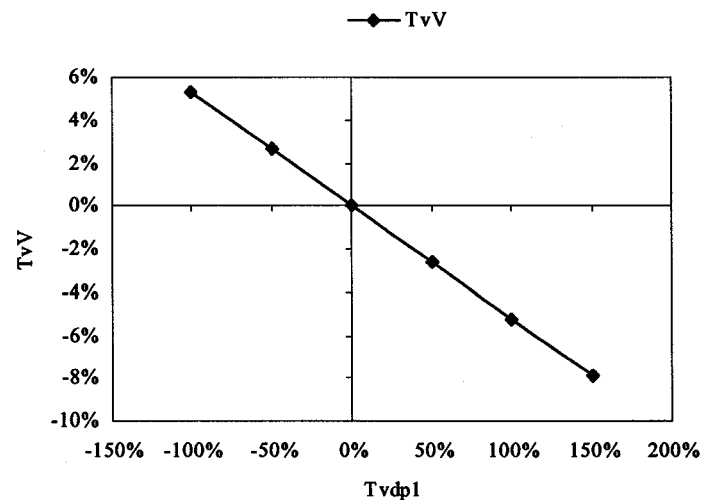


Figure 21 Taux de variation volume ruisselé en fonction des dépressions initiales –
Couche imperméable et pluie constante

Ainsi, quatre constats peuvent être faits de l'analyse de la variation à la rétention initiale:

- Le ruissellement débute lorsque toutes les rétentions ont été remplies soit au temps

$$t_0 = \frac{d_{pl}}{I} \quad (3.9)$$

- Le volume ruisselé diminue d'une quantité $60KCA(d_{plB} - d_{plA})$ lorsque la rétention passe d'une profondeur A à une profondeur B. La pente de la droite de la figure 21, la sensibilité relative, est égale à -0,053 comme estimée par l'équation 3.8

- Le temps de base est le plus long dans le cas de dépression nulle. Il diminue de

$$\Delta t = \frac{(d_{plB} - d_{plA})}{I} \quad (3.10)$$

- Le temps de remontée n'est pas affecté par le volume des dépressions initiales ;

3.6.2 Sensibilité de la couche perméable à la variation de d_{p2}

Souvent ignorées, les dépressions initiales sur les couches perméables peuvent, pour des événements pluvieux de faible intensité influencer l'allure de l'hydrogramme. La prise en compte de ces pertes peut améliorer sensiblement les performances du modèle. Il faut souligner cependant que ces dépressions initiales ne peuvent pas se remplir lorsque l'intensité de la pluie est inférieure au potentiel d'infiltration. Pour une pluie d'intensité de 60 mm, la figure 22 montre les hydrogrammes obtenus pour d_{p2} variant de 0 à 20.

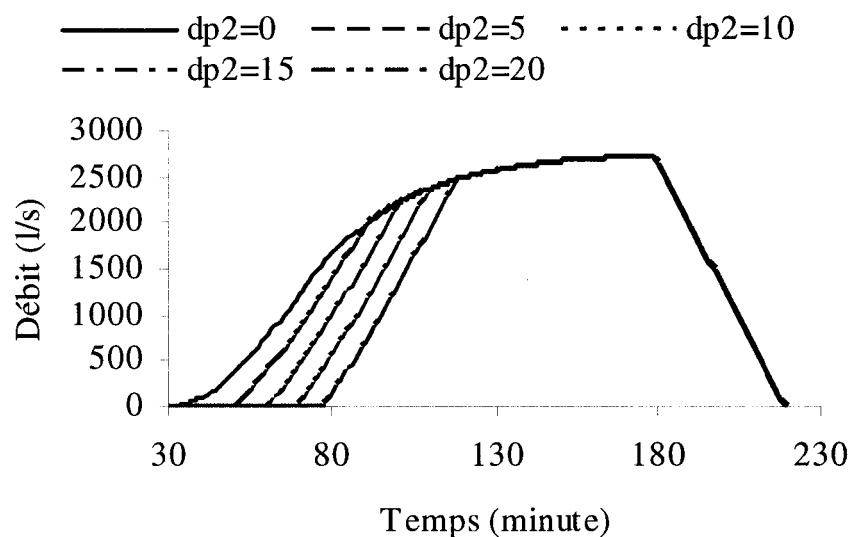


Figure 22 Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie constante et pour différentes valeurs de dépressions initiales

En prenant comme référence la courbe $d_{p2}=10$, les taux de variation des volumes ruisselés pour les autres valeurs de d_{p2} ont été calculés et compilés au tableau VIII. Ces données sont reportées sur le graphique 23.

Tableau VIII
Sensibilité de la couche imperméable à la variation des dépressions initiale

Dépressions initiales d_{p2}	0	5	10	15	20
Tv d_{p2} (%) :	-100	-50	0	50	100
TvQ (%) :	0	0	0	0	0
TvV (%) :	11	5	0	-6	-11

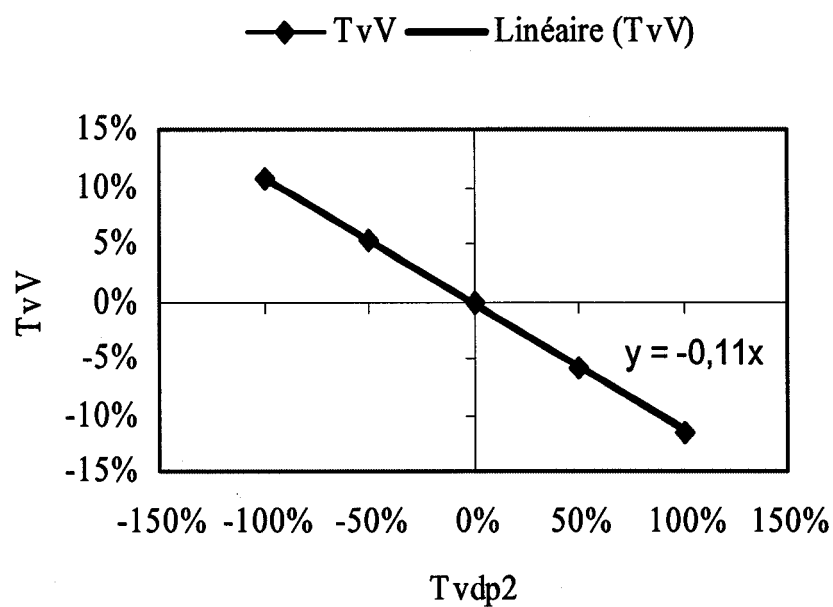


Figure 23 Taux de variation des volumes ruisselés en fonction du taux de variation des dépressions initiales – Couche perméable et pluie constante

Les points suivants sont à noter:

- Pour $dp_2=0$, le ruissellement débute à $t_{0per} = 35$ minutes (voir paragraphe 3.5.2);
- La pente de la droite de la figure 23 est égale à :

$$S_r = \frac{dp_{20}}{H_{per0}} = -0,11 \quad (3.10)$$

ou :

V_0 = volume de référence ruisselé ($17\,900\text{ m}^3$)

$A = 200\,000\text{ m}^2$

$dp_{20} = 10\text{ mm}$

$H_{per0} = 89\text{ mm}$

- Le temps de remontée n'est pas affecté par le volume des dépressions initiales.

3.7 Sensibilité à la variation des temps de concentration

Le temps de concentration est la mémoire du système. Il est, dépendamment des auteurs, « le temps pour que 100% du bassin contribue au débit à l'exutoire », « le temps pour qu'une goutte d'eau tombée au point hydrauliquement le plus éloigné atteigne l'exutoire » ou encore, « le temps nécessaire sur un petit bassin soumis à une pluviométrie uniforme constante pour obtenir un débit constant ». Différentes formules ont été proposées pour estimer ce temps mais aucune d'entre elles (McCuen, 2005) n'arrive à donner la vraie valeur du temps de concentration. L'estimation du temps de concentration est donc approximative et il est généralement nécessaire d'anticiper l'évolution du modèle en fonction de la variation du temps de concentration.

3.7.1 Sensibilité de la couche imperméable à la variation de T_{ci}

Sur les bassins urbains, le temps de concentration de la couche imperméable est sans nul doute, le paramètre le plus important. Comme généralement, la superficie et le pourcentage de surface imperméable sont bien connus, le débit de pointe est fonction

essentiellement du temps de concentration. Pour analyser la sensibilité de la couche imperméable vis-à-vis de ce temps de concentration deux types de pluie seront utilisés : une pluie d'intensité constante de 30 mm et une pluie de Chicago type I.

Pour la pluie d'intensité constante, les hydrogrammes pour des temps de concentration variant de 10 à 30 minutes sont montrés à la figure 24. Les résultats sont ensuite compilés au tableau IX

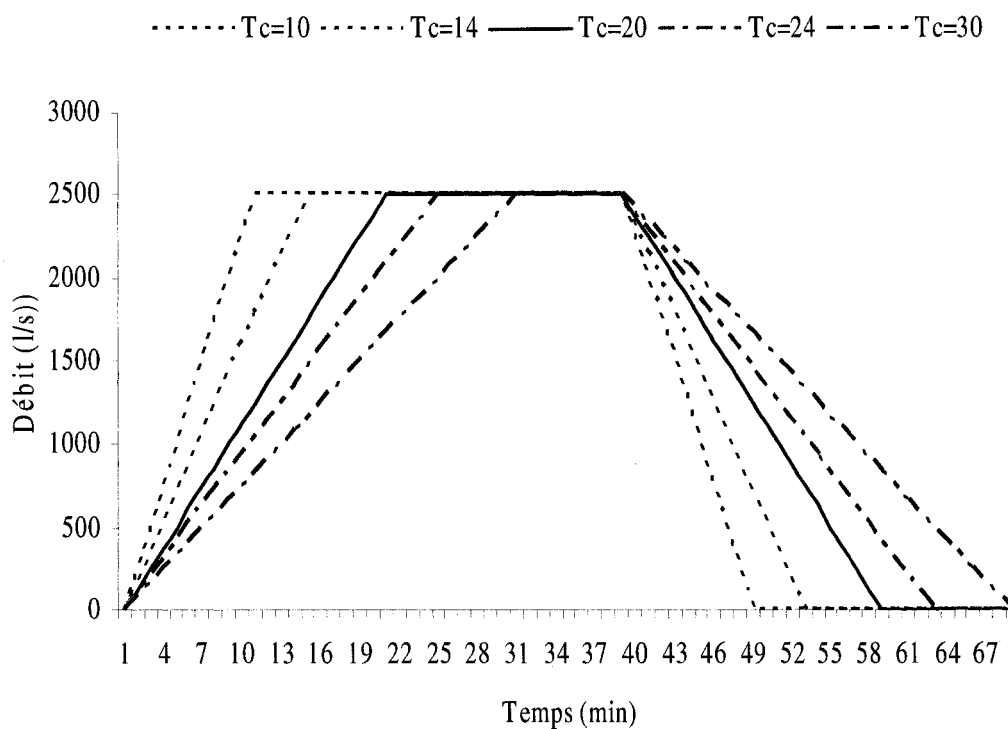


Figure 24 Hydrogrammes de la couche imperméable pour une pluie constante et pour différentes valeurs du temps de concentration

Tableau IX
Sensibilité de la couche imperméable à la variation des Tc Pluie constante

Temps de concentration	10	14	20	24	30
Tv Tc (%) :	-50	-30	0	20	50
TvQ (%) :	0	0	0	0	0
TvV (%) :	0	0	0	0	0
TvB (%) :	-17	-10	0	7	7
Déphasage de Q _p (min) :	-10	-4	0	4	10

Les principales conclusions à tirer de l'analyse du tableau IX sont les suivantes :

- Le volume ruisselé est indépendant du temps de concentration. Par contre, le temps de remontée est directement proportionnel au temps de concentration ;
- Le débit de pointe ne varie pas avec les variations de Tc;
- Le temps de base est égal à :

$$t_b = D_r + T_c \quad (3.11)$$

Pour la pluie de Chicago, le modèle génère les hydrogrammes de la figure 25. Les débits de pointe varient en fonction des temps de concentration comme montré à la figure 26.

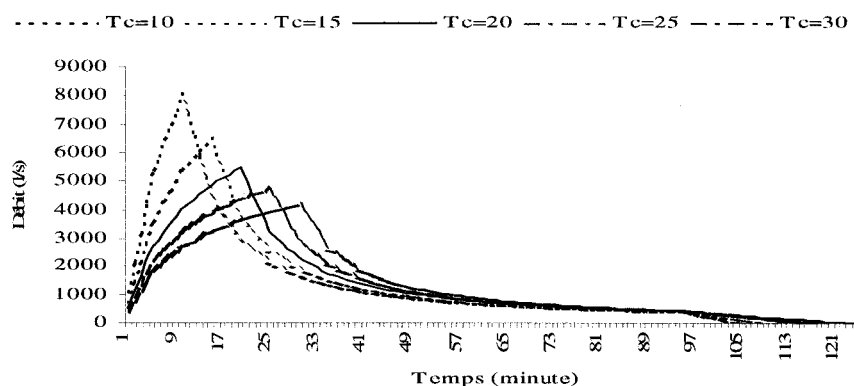


Figure 25 Hydrogrammes de la couche imperméable pour une pluie de Chicago et pour différentes valeurs de temps de concentration

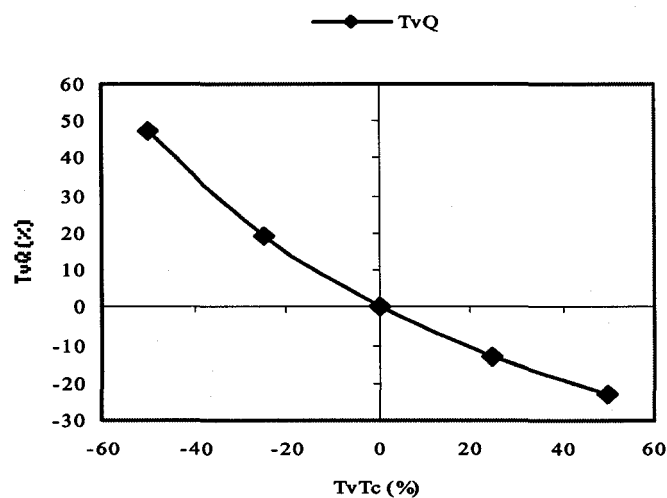


Figure 26 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du temps de concentration– Couche imperméable et pluie de Chicago

Sur la fenêtre mobile de largeur T_c , les moyennes des intensités maximales ont été calculées et comparées à la variation des débits de pointe du tableau X.

Tableau X

Sensibilité de la couche imperméable pour différents T_c - Pluie de Chicago

Temps de concentration	10	15	20	25	30
TvTc (%)	-50	-25	0	25	50
Σ intensités maximales	967	1 170	1 314	1 424	1 512
Moyenne	96,70	78,00	65,70	56,96	50,40
Qp (l/s)	8 062	6 502	5 476	4 747	4 199
Tv Mm (%) :	47	19	0	-13	-23
TvQ (%) :	47	19	0	-13	-23
TvV (%) :	0	0	0	0	0
TvB (%) :	-9	-4	0	4	9

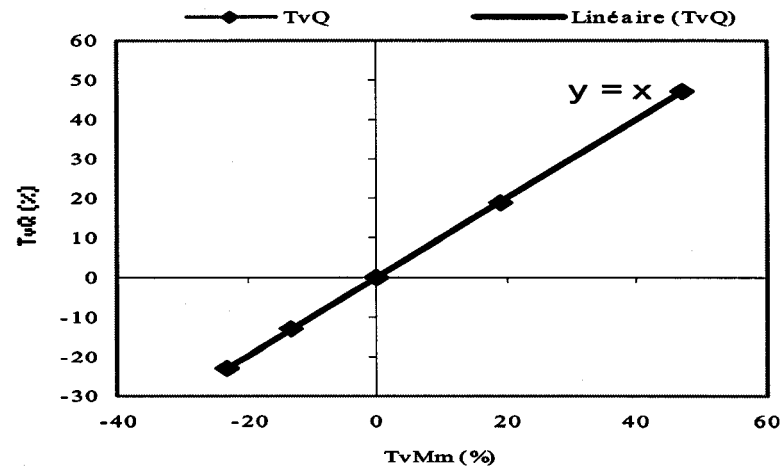


Figure 27 Taux de variation de la pointe en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales – Couche imperméable et pluie de Chicago

Une conclusion s'impose (figure 27): le débit à un instant quelconque est proportionnel à la moyenne des hauteurs de pluie tombée sur une durée égale au temps de concentration (Guo, 2001). Ceci explique pourquoi le débit de pointe reste invariable lorsque l'intensité de la pluie est constante

3.7.2 Sensibilité de la couche perméable à la variation de T_{cp}

Le modèle développé dans le présent rapport considère le temps de concentration de la couche perméable indépendant de celui de la couche imperméable. Il n'en demeure pas moins que le comportement des deux couches reste identique; la seule différence réside dans le calcul de la pluie efficace.

La variation du temps de concentration, respectivement pour une pluie constante de 60 mm et une pluie de Chicago type III a généré les hydrogrammes montrés aux figures 28 et 29. Les tableaux XI et XII résument les résultats des simulations.

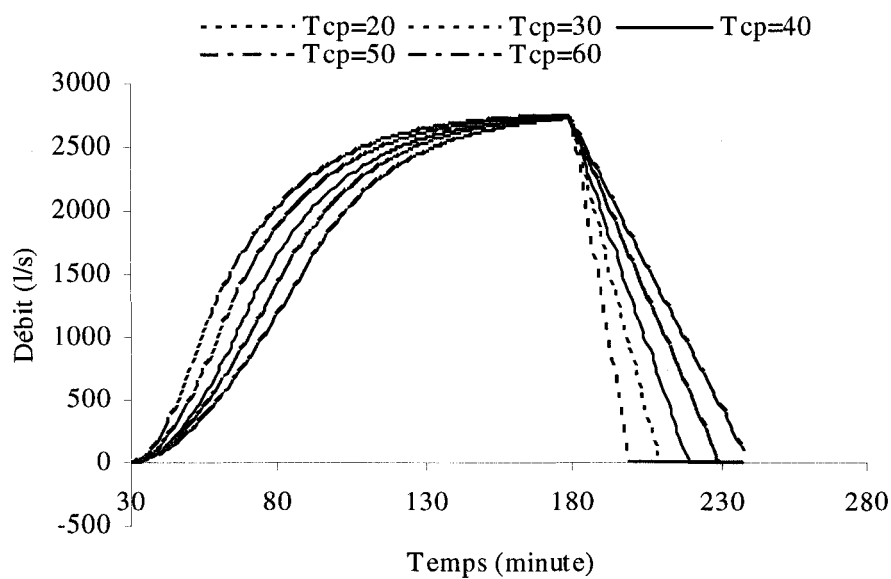


Figure 28 Hydrographes de la couche perméable pour une pluie d'intensité constante et pour différentes valeurs de temps de concentration

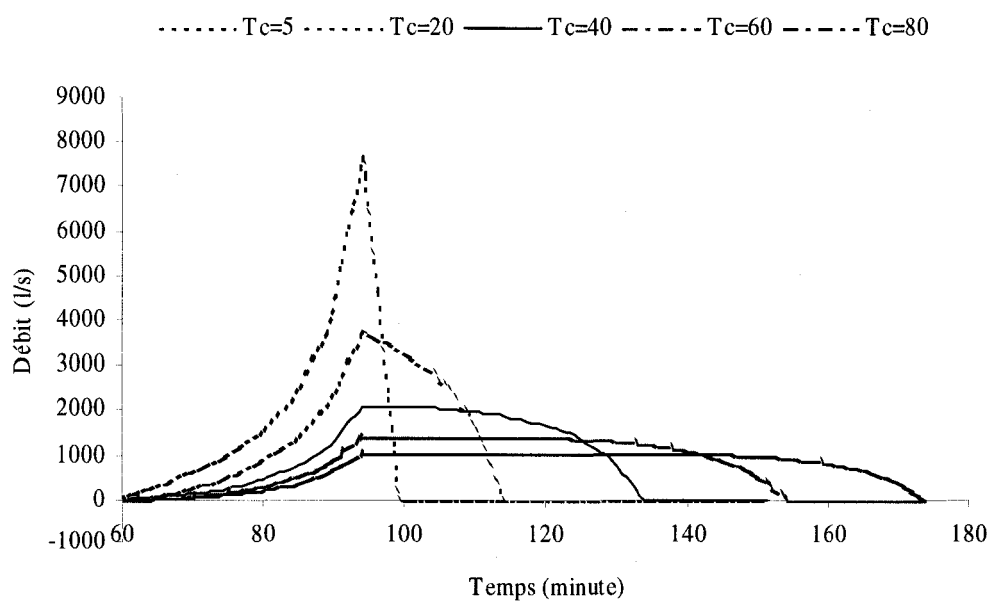


Figure 29 Hydrographes de la couche perméable pour une pluie de Chicago et pour différentes valeurs de temps de concentration

Tableau XI
Sensibilité de la couche perméable à la variation de Tc Pluie constante

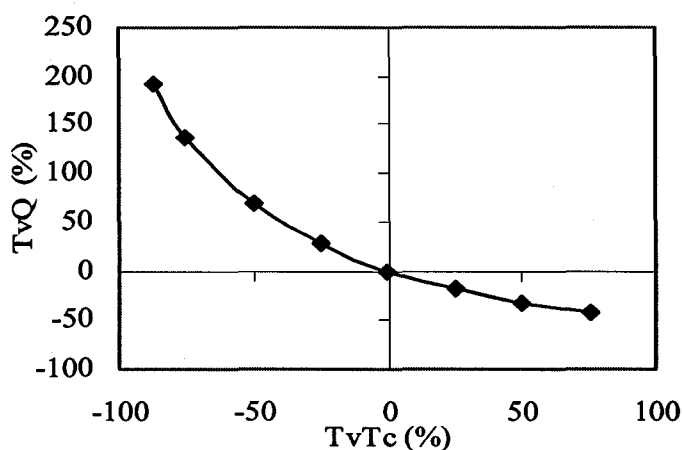
Temps de concentration	20	30	40	50	60
Tv Tc (%) :	-50	-25	0	25	50
TvQ (%) :	0	0	0	0	0
TvV (%) :	0	0	0	0	0
TvB (%) :	-11	-5	0	5	11

Tableau XII
Sensibilité de la couche perméable pour différents Tc - Pluie de Chicago

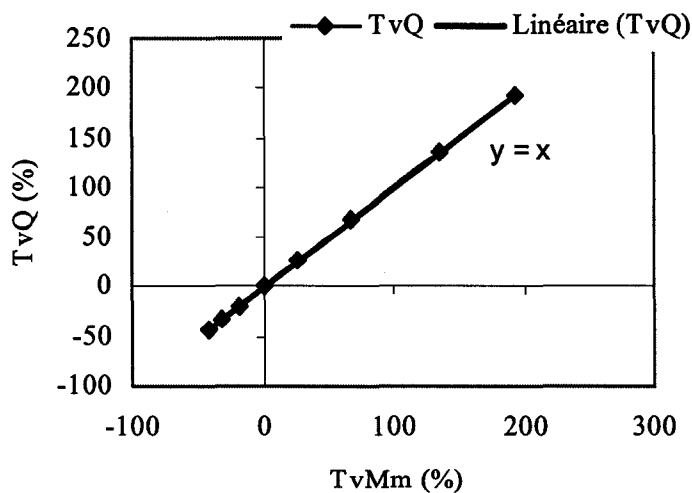
Tc	5	10	20	30	40	50	60	70
	-87,5	-75	-50	-25	0	25	50	75
Σ intensités max	431	695	988	1 122	1 179	1 195	1 195	1 195
Moyenne	86	69,51	49,43	37,4	29,48	23,90	19,91	17,07
Qp (l/s)	4 790	3 862	2 746	2 078	1 637	1 327	1 106	948
Tv Mm (%) :	192	136	68	27	0	-19	-32	-42
TvQ (%) :	192	136	68	27	0	-19	-32	-42
TvV (%) :	0	0	0	0	0	0	0	0
TvB (%) :	-47	-40	-27	-13	0	13	27	40

Deux conclusions peuvent être tirées :

- le débit de pointe et le volume ruisselé ne varient pas lors de la pluie d'intensité constante;
- le débit de pointe pour la pluie de Chicago, diminue comme montré à la figure 30 (a) et (b).



(a)



(b)

Figure 30 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation (a) du temps de concentration (b) de la moyenne des intensités maximales – Couche perméable et pluie de Chicago

3.8 Sensibilité à la variation des coefficients d'Horton

Pour souligner les modifications que les paramètres de Horton apportent à l'hyétogramme de pluie efficace, cette partie de l'étude de sensibilité se fera sur un modèle représenté par un système à deux composantes :

- la première composante admet comme données, le hyétogramme de pluie, les paramètres de Horton et produit comme résultat le hyétogramme de pluie efficace;
- la seconde transforme ce hyétogramme de pluie efficace en débit à l'exutoire.

La sensibilité du modèle sera le produit de la sensibilité des deux composantes (McCuen, 2003).

La première composante transforme la pluie réelle en pluie efficace par une équation de la forme :

$$I_{\text{eff}}(t) = I(t) - (f_{\infty} + (f_0 - f_{\infty})e^{-kt}) \quad (3.12)$$

où :

$I_{\text{eff}}(t)$ = hyétogramme de pluie efficace;

$I(t)$ = hyétogramme de pluie réelle;

f_{∞} = coefficient d'infiltration finale;

f_0 = coefficient d'infiltration initiale.

La seconde composante aura, comme développé au chapitre 2, une fonction de transfert de la forme :

$$Q_{T_c} = K.C.A \sum_{i=1}^{T_c} \frac{I_i}{T_c} \quad (2.15)$$

Dans le cas où le potentiel d'infiltration est en tout temps inférieur à l'intensité de la pluie, la sensibilité de la composante I s'obtient en dérivant la fonction par rapport à l'un des trois paramètres de Horton.

$$S_{f_{\infty}} = \frac{\partial I_{eff}}{\partial f_{\infty}} = e^{-Kt} - 1 \quad (3.13a)$$

$$S_{f_0} = \frac{\partial I_{eff}}{\partial f_0} = e^{-Kt} \quad (3.13b)$$

$$S_K = \frac{\partial I_{eff}}{\partial K} = t(f_0 - f_{\infty})e^{-Kt} \quad (3.13c)$$

Ainsi, les trois sensibilités varient avec le temps.

Dans le cas des exemples traités dans ce rapport, le potentiel d'infiltration en début d'averse est supérieur à l'intensité de la pluie et il est plus difficile de dériver une formulation mathématique du calcul de la sensibilité. L'analyse de sensibilité sera de préférence menée en faisant varier les paramètres de Horton. Après avoir déterminé le hyétogramme efficace, le programme calcule la moyenne des intensités maximales de pluie efficace obtenue sur la fenêtre mobile de largeur égale au temps de concentration. Ces valeurs de moyennes maximales permettront, comme dans l'analyse de sensibilité à la variation des temps de concentration, de vérifier les relations entre la pluie efficace, le temps de concentration et le débit de pointe.

3.8.1 Sensibilité à la variation du coefficient d'infiltration initiale

Les figures 31 et 32 montrent les hydrogrammes obtenus lorsque varie l'infiltration initiale pour respectivement, une pluie d'intensité constante de 60mm et une pluie de Chicago type I.

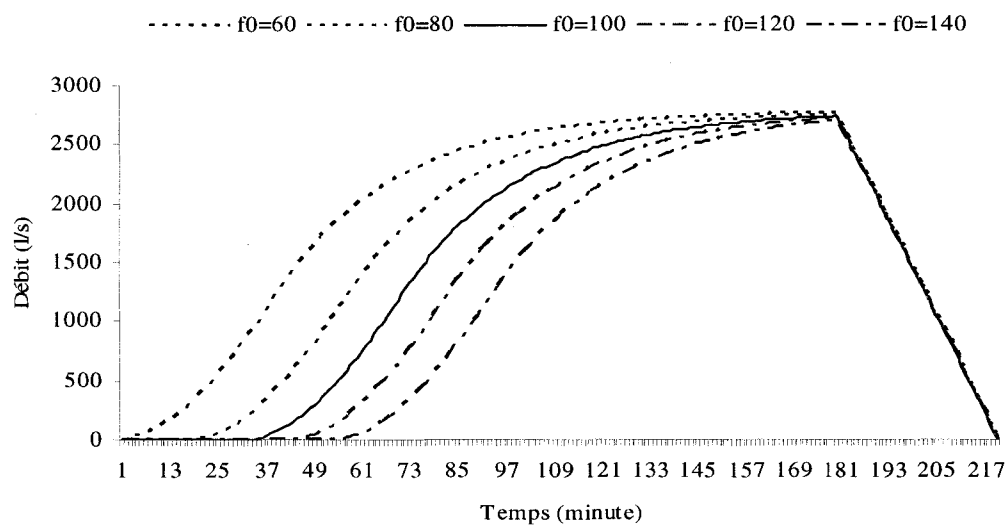


Figure 31 Hydrographes de la couche perméable pour une pluie d'intensité constante et pour différentes valeurs du coefficient d'infiltration initiale f_0

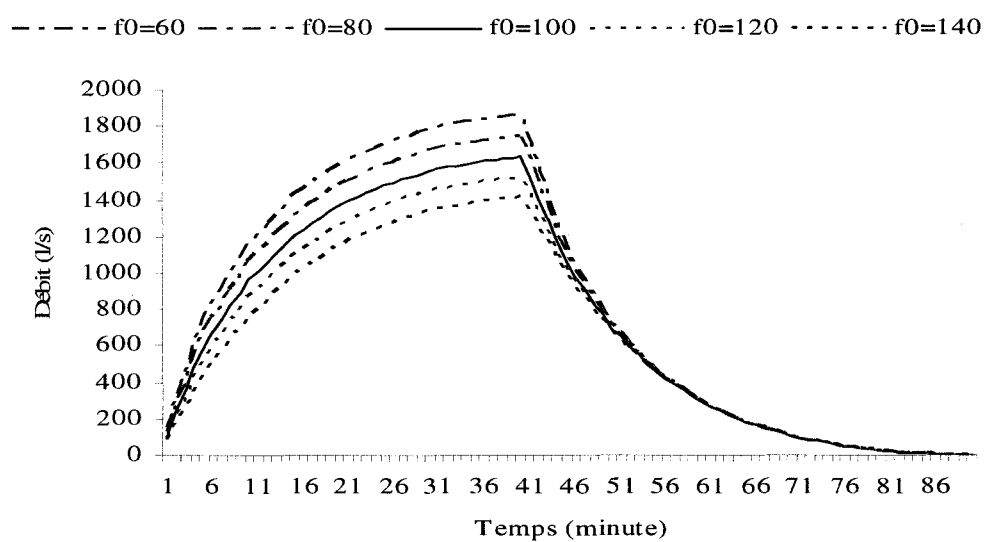


Figure 32 Hydrographes de la couche perméable pour une pluie de Chicago type I et pour différentes valeurs du coefficient d'infiltration initiale f_0

Le taux de variation de f_0 , les moyennes des intensités maximales et leur taux de variation, les taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé ont été calculés et regroupés aux tableaux XIII et XIV respectivement pour la pluie d'intensité constante et pour la pluie de Chicago type I.

Tableau XIII
Sensibilité de la couche perméable pour différents f_0 - Pluie d'intensité constante

Coefficient d'infiltration f_0	60	70	80	90	100	110	120	140
Tv f_0 (%)	-40	-30	-20	-10	0	10	20	40
Moyenne	49,74	49,64	49,52	49,4	49,26	49,1	48,91	48,43
Tv Mm (%) :	1	1	1	0	0	0	-1	-1
TvQ (%) :	1	1	1	0	0	0	-1	-2
TvV (%) :	26	18	11	5	0	-5	-10	-19
TvB (%)	16	11	7	3	0	-3	-6	-12

Tableau XIV
Sensibilité de la couche perméable pour différents f_0 - Pluie de Chicago type I

Coefficient d'infiltration	60	80	100	120	140
Tv f_0 (%)	-40	-20	0	20	40
Moyenne	33,48	31,48	29,48	27,48	25,48
Tv Mm (%) :	13,6	6,8	0	-6,8	-13,6
TvQ (%) :	14	7	0	-7	-14
TvV (%) :	13	7	0	-7	-13
TvB (%)	0	0	0	0	0

L'analyse du graphique 33 montre que, pour la pluie constante, la moyenne des intensités maximales varie peu et que pour la pluie de Chicago, les moyennes des intensités sont liées au taux de variation de f_0 par une droite d'équation :

$$Y = -0,3392x$$

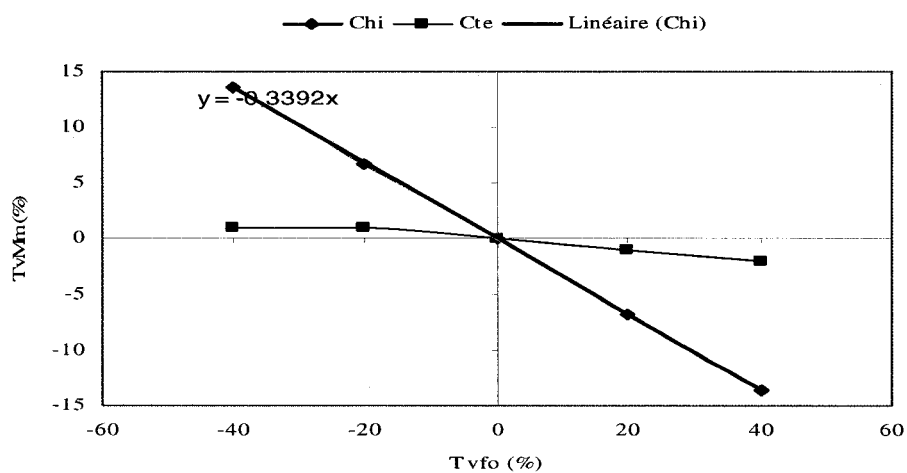


Figure 33 Taux de variation de la moyenne des intensités maximales en fonction de la variation du coefficient f_0 – Pluie d'intensité constante et pluie de Chicago

Les courbes de sensibilité du modèle sont montrées à la figure 34.

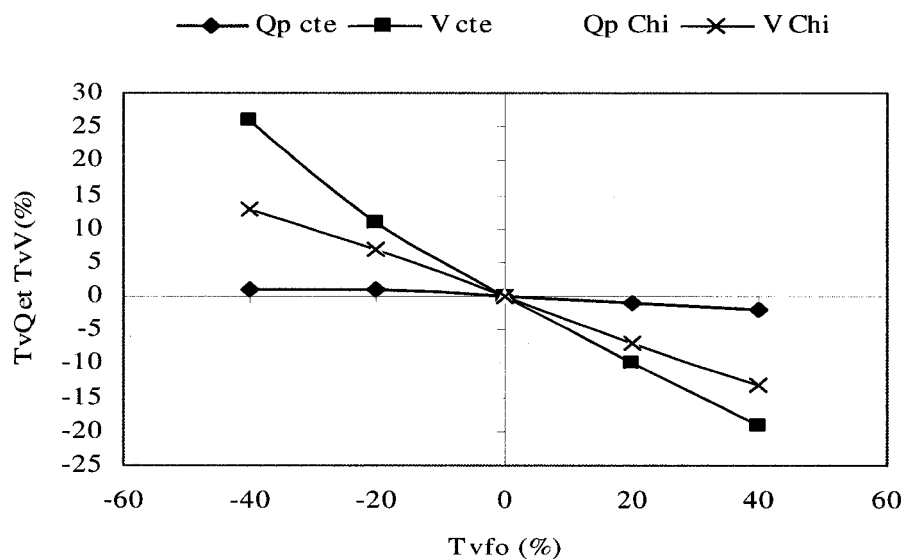


Figure 34 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient f_0

De manière générale, une augmentation de f_0

- retarde la contribution de la couche perméable;
- diminue le débit de pointe. Cette diminution est maximale pour les pluies Chicago type I avec $a=0$. Elle s'annule pour des pluies d'intensité constante de longue durée ou pour des pluies Chicago type III avec $a=1$;
- diminue le volume ruisselé ; la variation dans le volume ruisselé est maximale pour les pluies d'intensité constante.

3.8.2 Sensibilité à la variation du coefficient d'infiltration finale

Les figures 35 et 36 montrent les hydrogrammes obtenus lorsque varie l'infiltration finale f_∞ pour respectivement, une pluie d'intensité constante de 60mm et une pluie de Chicago type III.

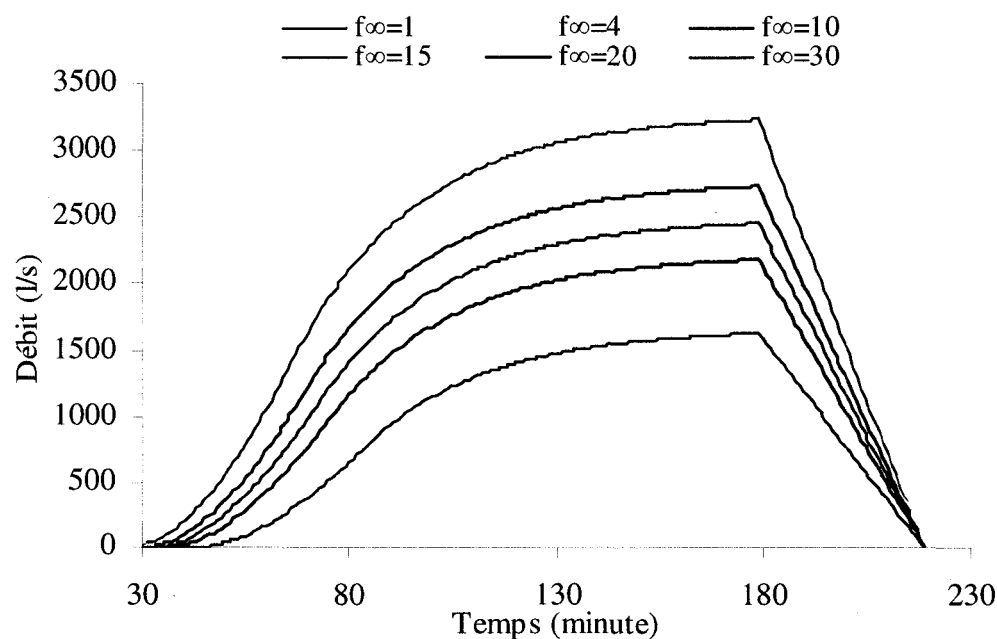


Figure 35 Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie d'intensité constante et pour différentes valeurs f_∞

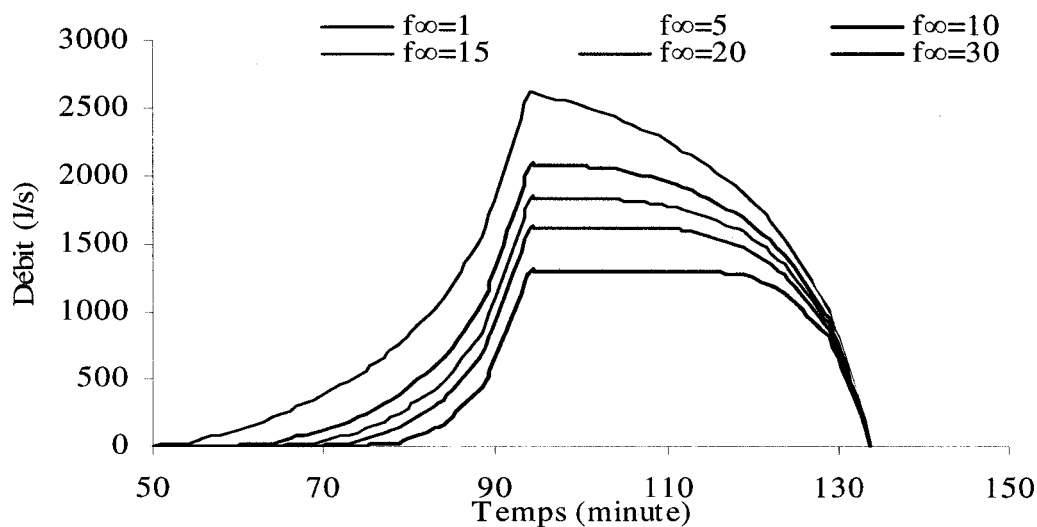


Figure 36 Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie de Chicago type III et pour différentes valeurs f_{∞}

Le taux de variation de f_{∞} , les moyennes des intensités maximales et leur taux de variation, les taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé ont été calculés et regroupés aux tableaux XV et XVI respectivement pour la pluie d'intensité constante et pour la pluie de Chicago type III.

Tableau XV
Sensibilité de la couche perméable pour différents f_{∞} - Pluie d'intensité constante

Coefficient d'infiltration	1	4	7	10	15	20	25	30
Tvf_{∞} (%)	-90	-60	-30	0	50	100	150	200
Moyenne	58,22	55,23	52,25	49,26	44,27	39,3	34,31	29,32
$Tv Mm$ (%) :	18	12	6	0	-10	-20	-30	-40
TvQ (%) :	18	12	6	0	-10	-20	-30	-40
TvV (%) :	21	14	7	0	-12	-23	-35	-46
TvB (%)	2	1	1	0	-2	-3	-5	-7

Tableau XVI
Sensibilité de la couche perméable pour différents f_{∞} - Pluie de Chicago type III

Coefficient d'infiltration	1	5	10	15	20	30
$Tv f_{\infty} (\%)$	-90	-50	0	50	100	200
Moyenne	49,09	42,66	37,43	32,98	29,25	23,51
$Tv Mm (\%) :$	26	14	0	-12	-22	-37
$TvQ (\%) :$	26	14	0	-12	-22	-37
$TvV (\%) :$	27	14	0	-12	-22	-37
$TvB (\%)$	13	7	0	-7	-13	-20

La moyenne des intensités maximales, sur le graphique 37, varie de manière quasi identique autant pour la pluie d'intensité constante que pour la pluie de Chicago soit :

$$Y = -0,2x$$

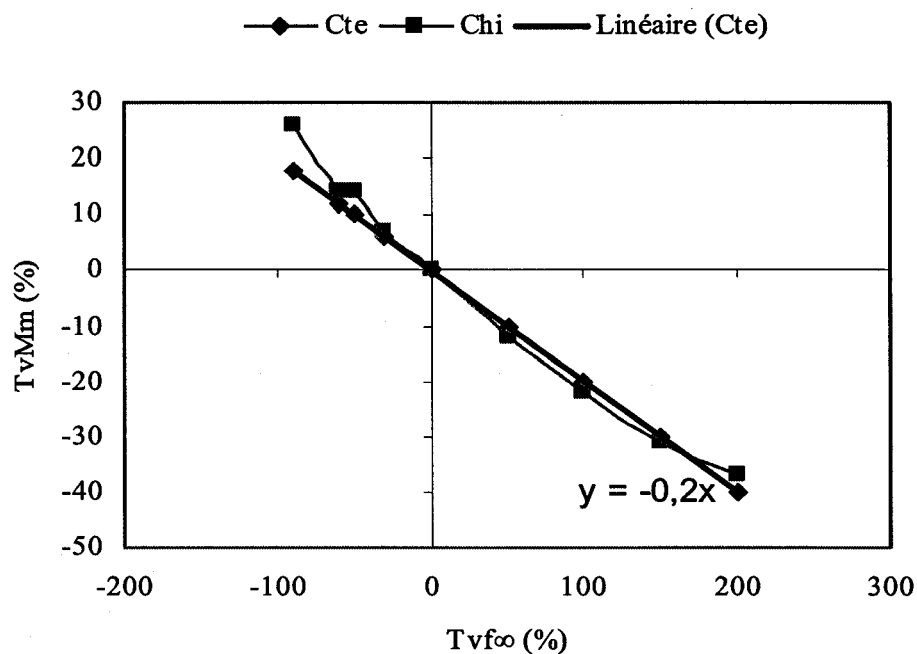


Figure 37 Taux de variation de la moyenne des intensités maximales en fonction de la variation du coefficient f_{∞} – Pluie d'intensité constante et pluie de Chicago

Les courbes de sensibilité du modèle sont montrées à la figure 38.

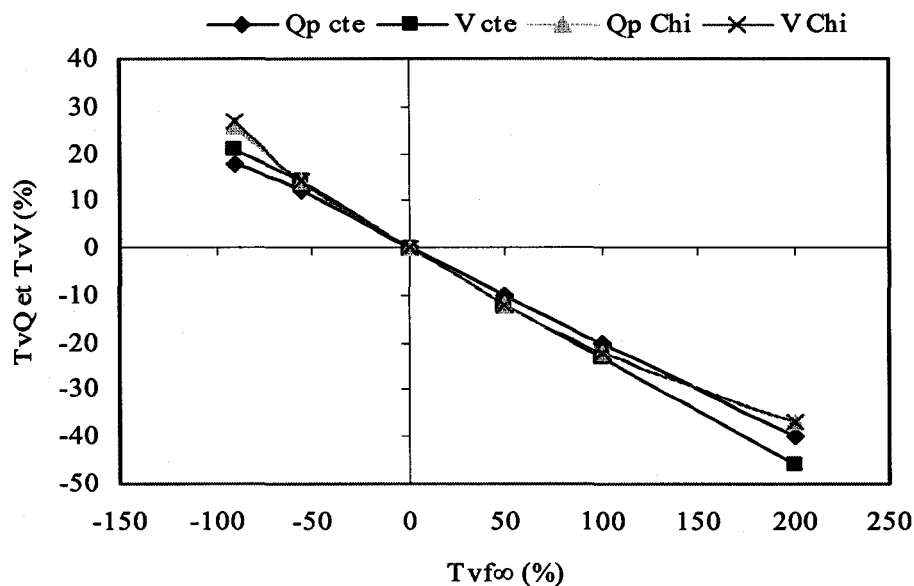


Figure 38 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient f_{∞}

De manière générale, une diminution de l'infiltration finale provoque

- une faible avance dans la contribution de la couche perméable ;
- une forte augmentation du débit de pointe et du volume ruisselé ;
- le relèvement de la courbe de décrue.

3.8.3 Sensibilité à la variation du coefficient d'atténuation K

Les figures 39 et 40 montrent les hydrogrammes obtenus lorsque varie le coefficient d'atténuation K pour respectivement, une pluie d'intensité constante de 60mm et une pluie de Chicago type II. Le taux de variation de k, les moyennes des intensités maximales et leur taux de variation, les taux de variation des débits de pointe et du volume ruisselé ont ensuite été calculés et regroupés aux tableaux XVII et XVIII respectivement pour la pluie d'intensité constante et la pluie de Chicago type II.

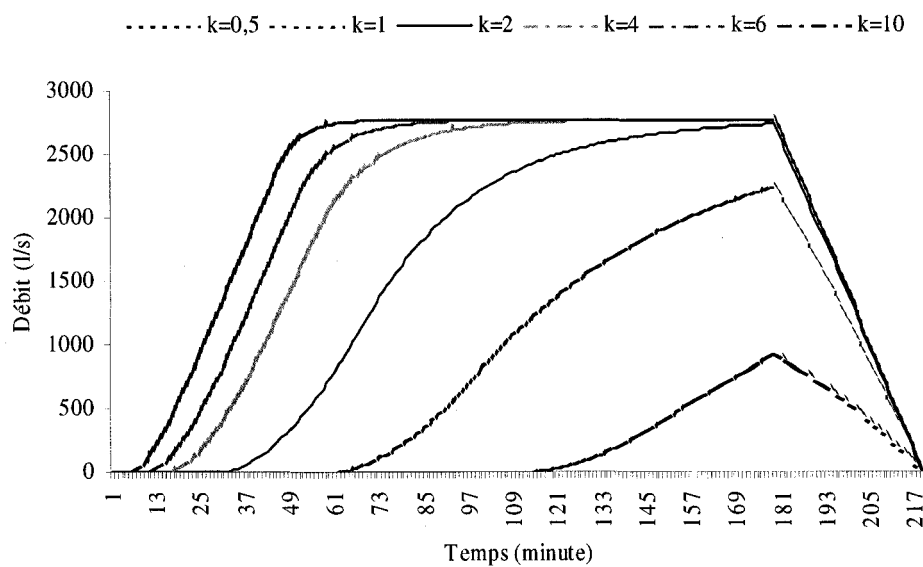


Figure 39 Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie d'intensité constante et pour différentes valeurs du coefficient d'atténuation k

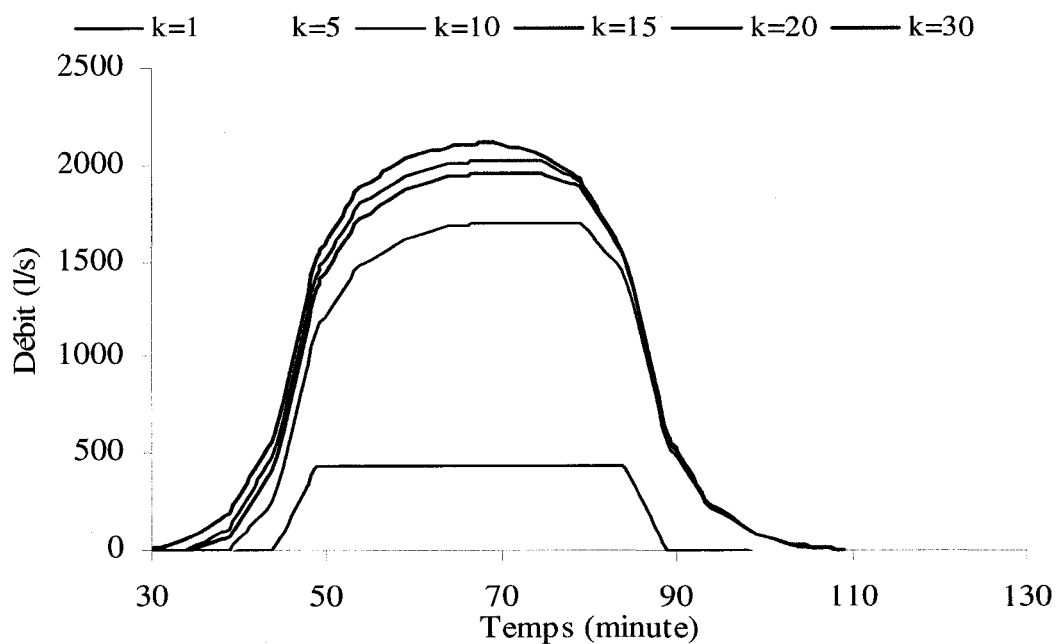


Figure 40 Hydrogrammes de la couche perméable pour une pluie de Chicago type II et pour différentes valeurs du coefficient d'atténuation k

Tableau XVII
Sensibilité de la couche perméable pour différents K - Pluie d'intensité constante

Coefficient d'infiltration K	0.5	1	2	4	6	10
TvK (%)	-75	-50	0	100	200	400
Moyenne	16,63	40,48	49,26	50	50	50
Tv Mm (%) :	-66	-18	0	1	2	2
TvQ (%) :	-66	-18	0	1	2	2
TvV (%) :	-86	-42	0	25	34	41
TvB (%)	-42	-15	0	8	11	13

Tableau XVIII
Sensibilité de la couche perméable pour différents K - Pluie de Chicago type II

Coefficient d'infiltration K	1	5	10	15	20	30
TvK (%)	-93	-67	-33	0	33	100
Moyenne	7,75	20,1	30,6	35,25	36,53	38,14
Tv Mm (%) :	-78	-43	-13	0	4	8
TvQ (%) :	-78	-43	-13	0	4	8
TvV (%) :	-78	-43	-13	0	4	8
TvB (%)	-10	-5	-5	0	0	5

Sur les graphiques 41 et 42, deux points sont à noter :

- la moyenne des intensités maximales varie fortement pour des k inférieurs au k de référence.
- cette variation est quasi nulle sur la plage supérieure des k.

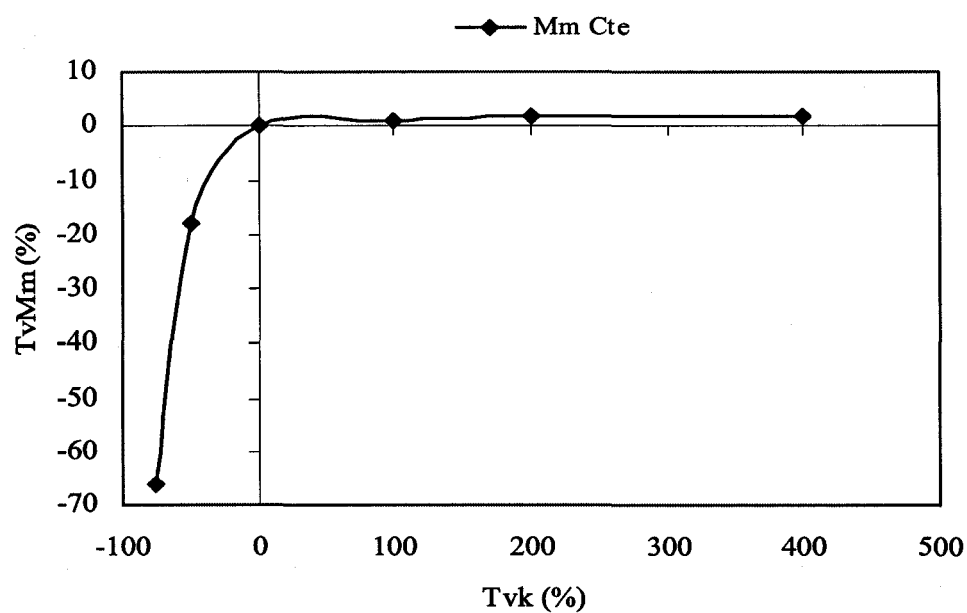


Figure 41 Taux de variation de la moyenne des intensités maximales en fonction de la variation du coefficient k – Pluie constante

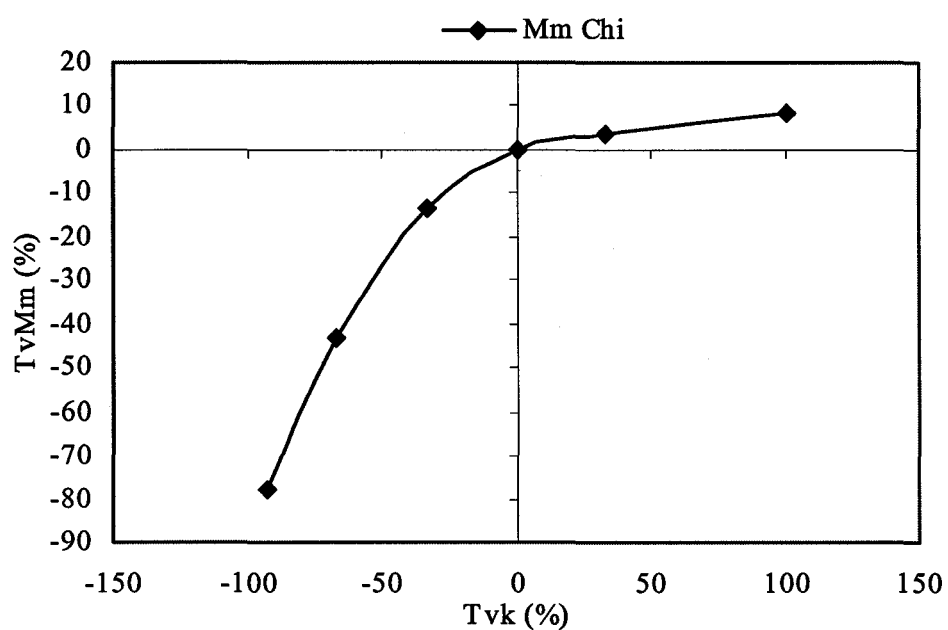


Figure 42 Taux de variation de la moyenne des intensités maximales en fonction de la variation du coefficient k – Pluie de Chicago type II

Les courbes de sensibilité du modèle sont montrées aux figures 43 et 44.

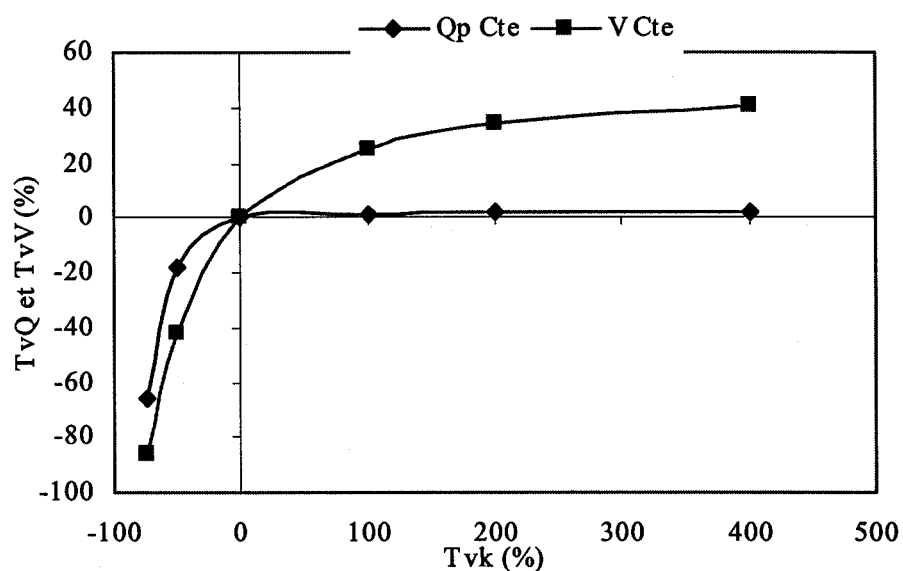


Figure 43 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient d'atténuation K pour une pluie constante

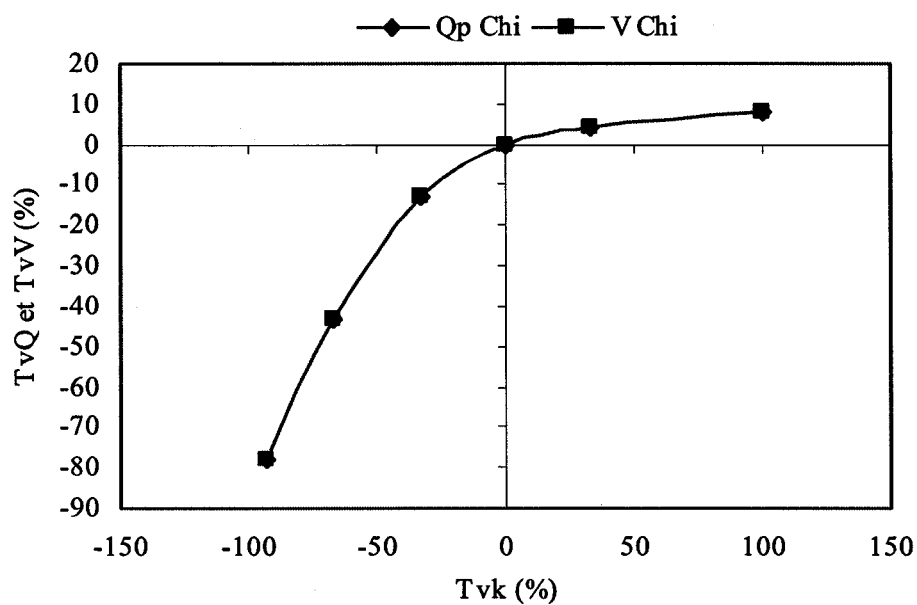


Figure 44 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation du coefficient K pour une pluie de Chicago type II

De manière générale, en faisant varier k , les points suivants sont notés:

- dans les cas où l'intensité de la pluie est en tout temps supérieure au potentiel d'infiltration, la contribution de la couche perméable débute à t_{0per} où

$$t_{0per} = -\frac{1}{k} \ln \frac{I - f_{\infty}}{f_0 - f_{\infty}} \quad (3.7)$$

- dans le cas contraire, il faut l'estimer comme au paragraphe 3.5.2;
- une diminution de la valeur de k entraîne une augmentation du volume infiltré, un retard dans la contribution de la couche perméable, une diminution du volume ruisselé et une augmentation du temps de remontée;
- lorsque $t_p > 16/k$, e^{-kt_p} est égal à $1,13 \times 10^{-7}$; le potentiel d'infiltration peut alors être considéré comme égal au coefficient d'infiltration f_{∞} ;
- le volume ruisselé croît fortement avec une augmentation du coefficient d'atténuation k ;
- la variation du débit de pointe est nulle pour des pluies d'intensité constante et de durée supérieure à $16/k$, le débit de pointe est indépendant du facteur k ;
- par contre, lorsque la durée de la pluie est inférieure à $16/k$, une augmentation de k entraîne une forte augmentation du débit de pointe;
- avec des k très faibles, la durée pendant laquelle la pluie reste efficace peut être très courte, plus courte que le temps de concentration de la couche. Un plateau dans le tracé de l'hydrogramme est alors observé
- L'influence de k est plus significative lors d'averse type Chicago I

CHAPITRE 4

LES PERFORMANCES DU MODÈLE

Pour être accepté, le modèle développé dans le rapport doit faire la preuve qu'il est capable de bien simuler les événements pluvieux. Comme pour tout modèle synthétique, le modèle demande dans une première phase, un étalonnage. Utilisant au mieux les conclusions de l'analyse de sensibilité effectuée au chapitre 3, l'hydrologue fait varier les paramètres du modèle de manière à ce que l'hydrogramme simulé concorde avec les débits mesurés. Quatre critères de performance ont servi pour comparer les deux courbes :

1. le coefficient de NASH

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{i=N} [Q_{mes}(i) - Q_{cal}(i)]^2}{\sum_{i=1}^{i=N} [Q_{mes}(i) - QM_{mes}]^2} \quad (4.1)$$

où :

$Q_{mes}(i)$ = débit mesuré à l'instant i ;

$Q_{cal}(i)$ = débit calculé à l'instant i ;

QM_{mes} = débit moyen mesuré.

2. le rapport des pointes

$$RQ_p = \frac{Q_{pcal}}{Q_{pmes}} \quad (4.2)$$

où :

Q_{pcal} = débit de pointe calculé ;

Q_{pmes} = débit de pointe mesuré.

3. le rapport des volumes

$$R = \frac{\sum_{i=1}^N Q_{cal}(i) \Delta t}{\sum_{i=1}^N Q_{mes}(i) \Delta t} \quad (4.3)$$

où :

Δt = pas entre les mesures de débits

4. le déphasage entre les hydrogrammes

$$\Delta T = TQ_{psimulé} - TQ_{pobservé} \quad (4.4)$$

où :

$TQ_{psimulé}$ = moment où apparaît la pointe de l'hydrogramme simulé

$TQ_{pobservé}$ = moment où apparaît la pointe de l'hydrogramme observé.

4.1 Démarche méthodologique

L'hypothèse à la base du nouveau modèle est que le bassin est composé de deux couches ayant des caractéristiques différentes; le débit de l'exutoire étant la somme des débits de deux couches parallèles. Si tel est le cas, les temps de concentration des couches ne sont pas nécessairement égaux. En conséquence, la démarche méthodologique devra tenir compte explicitement des deux temps de concentration. Celle adoptée dans le mémoire, compte quatre étapes énumérées ci-dessous:

- Choix d'un évènement pluvieux pour fixer le pourcentage de surface imperméable C et le temps de concentration de la couche imperméable t_{cimp} . Autant que possible, l'évènement pluvieux sera de courte durée, unimodal, de faible intensité avec une pointe en début d'averse.

- Choix d'un autre évènement pluvieux pour fixer le temps de concentration de la couche perméable t_{cper} , les coefficients d'infiltration f_0 et f_∞ , ainsi que le facteur d'atténuation k . Autant que possible, sera choisi un évènement pluvieux de longue durée, unimodal, de forte intensité avec une pointe en fin d'averse.
- Optimisation du NASH et calcul des coefficients de performance pour chacun des 6 évènements du bassin. A cette étape, il sera admis que d'un évènement à l'autre, pour accoupler le début des hydrogrammes, les dépressions initiales peuvent varier. C , t_{cimp} , t_{cper} , f_0 , f_∞ et k sont fixés aux valeurs trouvées aux étapes 1 et 2.
- Nouveau calcul des coefficients de performance pour le cas où le temps de concentration de la couche perméable t_{cper} est égal au temps de concentration de la couche imperméable.

Les tableaux de performance auront, pour chacun des quatre critères deux colonnes :

- la première dénotée Et 3 contiendra les performances obtenues à l'étape 3 ;
- la seconde, dénotée Et 4 contiendra les performances obtenues à l'étape 4.

Cette démarche méthodologique ne prétend pas réunir toutes les conditions pour le calibrage et la validation du modèle. Beven (2001) estime en effet que même pour un modèle simple ne comportant que quatre à cinq paramètres, il faudrait utiliser sur un bassin 15 à 20 évènements pluvieux avant de parvenir à un bon étalonnage. Le modèle proposé comporte neuf paramètres et n'est disponible pour chaque bassin, qu'un maximum de six évènements. Ce nombre est donc nettement insuffisant. Cette approche n'en demeure pas moins, compte tenu du nombre de bassins étudiés, un moyen sûr pour calculer :

- la probabilité de dépasser un certain niveau de performance;
- l'incidence de la prise en compte de temps de concentration distinct pour les couches perméables et imperméables.

La recherche des paramètres optimaux a été guidée par les conclusions de l'étude de sensibilité. La superficie restant constante, le processus consiste à faire varier:

- le coefficient d'imperméabilité pour ajuster les pointes et les volumes ruisselés ;
- les dépressions initiales d_{p1} pour superposer le début des hydrogrammes de la couche imperméable;
- les dépressions initiales d_{p2} pour ajuster les courbes au moment où commence le ruissellement sur la couche perméable;
- les temps de concentration pour modifier les pointes et/ou décaler l'hydrogramme ;
- les paramètres d'infiltration pour ajuster les pointes, les volumes ruisselés, les débits en fin d'hydrogramme.

4.2 Les résultats générés par le modèle

Dans le souci de couvrir l'éventail le plus large de petits bassins urbains, sept bassins sont étalonnés et les performances du modèle sont évaluées par l'analyse de 41 événements pluvieux. Le premier bassin étudié est celui de Verdun qui a servi à valider le modèle original (Bennis & Crobeddu, 2005), les six autres sont tirés de «Urban drainage catchments selected worldwide rainfall-runoff data from experimental catchments» (Maksimovic & Radojkovic, 1986). Les superficies de ces bassins varient de 8 à 177 ha et les coefficients d'imperméabilité de 0,18 à 0,98. La pluviométrie est très diverse : très faible à Miljakovac (2 mm/h) et extrême à Sample Road (325 mm/h). Quand aux paramètres d'infiltration, ils représentent aussi bien une argile imperméable qu'un basalte fissuré et poreux.

4.2.1 Le bassin de Verdun

Le bassin N^o 1 de Verdun qui fait l'objet de notre étude est limité (Bennis & Crobeddu, 2005) à l'est par l'aqueduc et l'usine de filtration de la ville de Montréal, au nord par le

territoire de la ville de Montréal, à l'ouest par la 1^{ère} Avenue et au sud par le fleuve Saint-Laurent. Il est équipé d'un réseau unitaire d'assainissement totalisant une longueur approximative de 10 900 mètres. La superficie totale du bassin est de 177 ha avec une pente moyenne de l'ordre de 1%. Le coefficient d'imperméabilité a été déterminé par étalonnage et est égal à 38,6%.

Étalonnage de C et de t_{ci} : Évènement 30_09 (Figure 65)

Étalonnage de t_{cp} , f_0 , f_∞ et k: Évènement 16_08 (Figure 65)

Les résultats obtenus sont reportés au tableau XIX. Le tableau des valeurs optimales des paramètres, les hyétogrammes de pluie, les hydrogrammes mesurés et simulés pour Verdun sont reportés à l'annexe 3.

Tableau XIX
Performances du modèle à Verdun

Évènements	NASH		Rapport des pointes		Rapport des volumes		Déphasage	
	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4
30_09	0,83	0,83	1,03	1,03	1,07	1,07	4	4
13_10	0,74	0,74	1,11	1,11	0,90	0,90	5	5
16_08	0,89	0,8	1,01	1,08	0,89	0,89	1	1
23_08	0,86	0,86	1,05	1,05	1,03	1,03	9	9
22_06	0,55	0,55	1,05	1,05	1,11	1,11	64	64

Les résultats sont très bons, les Nash variant de 0,6 à 0,9. L'évènement 22_06 (Figure 66) a obtenu le Nash le plus faible (0,55). C'est une pluie intermittente de faible intensité et l'infiltration en réalité est plus forte que celle simulée par le modèle.

4.2.2 Le bassin de Clifton Grove

Clifton Grove est situé à Nottingham, Grande-Bretagne (Figure 67). C'est un quartier résidentiel qui est desservi par un réseau séparé d'égout pluvial et domestique. La superficie totale du bassin est de 10,6 ha. Ont été dénombrés 6,33 ha de surface perméable et 4,27 ha de surface imperméable. La surface imperméable est elle-même divisée en 2,17 ha de toiture et de 2,10 ha de pavage. La pente du bassin est d'environ 5%, partant du nord et descendant vers l'est. Toutes les conduites sont en béton.

Étalonnage de C et de t_{cimp} : Évènement 103 (Figure 68)

Étalonnage de t_{cper} , f_0 , f_∞ et k : Évènement 114 (Figure 68)

Les résultats obtenus sont reportés au tableau XX ; le tableau des valeurs optimales des paramètres, les hyétogrammes de pluie, les hydrogrammes mesurés et simulés sont rassemblés à l'annexe 3.

Tableau XX
Performances du modèle à Clifton Grove

Évènements	NASH		Rapport des pointes		Rapport des volumes		Déphasage	
	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4
102	0,656	0,656	0,887	0,887	1,1946	1,1946	-1	-1
103	0,718	0,718	0,778	0,778	1,00	1,00	3	3
114	0,69	0,69	0,85	0,85	0,90	0,90	4	4
118	0,72	0,72	0,78	0,78	1,02	1,02	-4	-4
121	0,80	0,80	0,62	0,62	0,87	0,87	-1	-1
123	0,1	0,1	0,73	0,73	1,00	1,00	13	13

Les points suivants sont à noter:

- Pour des pluies de faible intensité, les coefficients de performance sont particulièrement sensibles aux dépressions.
- Les coefficients de performance, à l'exception de ceux calculés pour l'événement 123 (Figure 69), vont de moyen à bon ; les Nash variant de 0,66 à 0,80.
- La pluviométrie de l'événement 123 (Figure 69) étant très faible, le modèle n'arrive pas à simuler les variations de l'infiltration. Bien que l'allure générale soit la même, les deux courbes sont systématiquement décalées.
- Les pointes générées par le modèle sont plus faibles que les pointes observées. Des simulations additionnelles ont été faites avec des T_c plus petits ; les coefficients de NASH ont toujours été inférieurs à ceux présentés au tableau XIX.
- En règle générale, les débits simulés sont en avance sur les débits mesurés ; l'événement 123 (Figure 69) est le seul à accuser un retard considérable.

Comme sur ce bassin, la valeur du temps de concentration de la couche imperméable T_{cimp} est trouvée sensiblement égale au temps de concentration de la couche perméable T_{cper} , aucune conclusion quand à la justesse d'utiliser deux temps de concentration dans le modèle ne peut être tirée.

4.2.3 Le bassin de East York

Le bassin de East York est situé près de Toronto, Canada (Figure 70). Le bassin est de forme rectangulaire avec une pente descendant graduellement de son coin nord-est (133,1 mètres d'altitude) au point le plus bas (118,50 m d'altitude) sur une distance approximative de 2 000 mètres. La superficie totale du bassin est de 155 ha. Ont été comptabilisés 49% de surface imperméable sur le bassin. Environ 10% de ces surfaces imperméables ne seraient pas connectés au réseau unitaire de drainage.

Étalonnage de C et de t_{cimp} : Évènement 208 (Figure 71)

Étalonnage de t_{cper} , f_0 , f_∞ et k : Évènement 211 (Figure 72)

Les résultats obtenus sont reportés au tableau XXI. Le tableau des valeurs optimales des paramètres, les hyétogrammes de pluie, les hydrogrammes mesurés et simulés pour East York sont rassemblés à l'annexe 3.

L'évènement 208 (Figure 71) a accusé le Nash le plus faible (0,4); l'allure de l'hydrogramme simulé demeure néanmoins identique à celle de l'hydrogramme mesuré; le déphasage des courbes étant responsable du faible coefficient de Nash. Cet évènement étant une succession de pluies de courte durée séparées par des périodes de pluie de très faible intensité, le modèle ne parvient pas à estimer correctement l'infiltration. Les pointes simulées en fin d'hydrogramme sont plus fortes que les pointes observées suggérant que les paramètres réels d'infiltration sont plus importants que ceux estimés.

Tableau XXI
Performances du modèle sur le bassin d'East York

Évènements	NASH		Rapport des pointes		Rapport des volumes		Déphasage	
	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4
208	0,4	0,4	0,9	0,9	0,99	0,99	8	8
209	0,66	0,48	0,77	0,84	1,06	1,09	-6	-6
210	0,43	0,41	1,09	1,09	0,93	0,97	9	9
211	0,89	0,82	1,00	1,16	0,98	0,99	10	10
212	0,70	0,45	0,83	1,03	1,22	1,22	2	85
213	0,71	0,45	0,93	1,12	1,28	1,28	9	9

Par contre pour l'évènement 209 (Figure 71) de courte durée et de forte intensité, la pointe obtenue est trop faible. Le temps de concentration du bassin semble avoir diminué avec l'augmentation de l'intensité de la pluie.

Lors des deux simulations faites pour l'évènement 210 (Figure 71), les points suivants ont été notés:

1. la couche imperméable est seule à contribuer à l'écoulement;
2. le débit de pointe simulé est supérieur de 10% au débit de pointe observé
3. un fort volume s'est emmagasiné dans le système entre l'instant $t=50$ et $t=75$.

Deux explications sont possibles :

1. le temps de concentration a augmenté avec la diminution de l'intensité
2. la pluviométrie serait plus forte en amont qu'en aval. Ce qui est souvent le cas dans les régions montagneuses.

Il faut souligner les bonnes performances obtenues pour les évènements 211, 212 et 213 (Figure 72). L'introduction d'un temps de concentration spécifique pour la couche perméable a augmenté les performances du modèle.

4.2.4 Le bassin de Fort Lauderdale

Fort Lauderdale est une zone commerciale située dans le comté de Broward, Floride, États-Unis (Figure 73). Il a une superficie de 8,3 ha à 97,9% imperméable. Seul un îlot d'arbres peut être considéré comme zone perméable.

Étalonnage de C et de t_{cimp} : Évènement 301 (Figure 74)

Étalonnage de t_{cper} , f_0 , f_{∞} et k : Évènement 304 (Figure 75)

Les résultats obtenus sont reportés au tableau XXII. Le tableau des valeurs optimales des paramètres, les hyétogrammes de pluie, les hydrogrammes mesurés et simulés pour Fort Lauderdale ont été rassemblés à l'annexe 3.

Tableau XXII
Performances du modèle à Fort Lauderdale

Évènements	NASH		Rapport des pointes		Rapport des volumes		Déphasage	
	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4
301	0,77	0,77	0,81	0,81	0,88	0,88	0	0
302	0,93	0,93	1,26	1,26	0,99	0,99	1	1
303	-0,46	-0,46	1,36	1,36	0,95	0,95	77	77
304	0,91	0,91	1,09	1,09	0,94	0,94	4	4
305	0,92	0,92	0,91	0,91	0,97	0,97	4	4
306	0,69	0,69	0,81	0,81	0,75	0,75	0	0

A 97% imperméable, ce bassin sert principalement à étudier la réponse de la couche imperméable à divers hyétogrammes de pluie. Les résultats sont excellents. Seul l'évènement 303 (Figure 74) n'a pas pu être correctement simulé. Pluie très faible en dent de scie, la comparaison des deux courbes montre que, par rapport à l'hydrogramme simulé, il s'est emmagasiné plus d'eau dans le système entre l'instant $t = 15$ et $t = 100$ et que la restitution de ce volume ne s'est fait qu'après l'instant $t = 180$

4.2.5 Le bassin de Miljakovac

Miljakovac est un bassin situé à Belgrade, Yougoslavie (Figure 76). Sa superficie est de 25,5 ha. Sur la base d'observations de terrain, il a été établi que la zone est constituée :

- de gazon, de parc, etc. sur 62,5% de sa superficie ;

- de rues, de trottoirs, d'aires de stationnement sur 27% de la superficie;
- de toitures sur 10,5% de la superficie.

Les pentes sont raides, atteignant même les 15%. Le sol est principalement de l'argile avec un coefficient d'infiltration variant de 1 à 10×10^{-7} m/s. Lors de tests de calibrage du bassin, le coefficient effectif d'imperméabilité s'est révélé égal à 19,5%.

Étalonnage de C et de t_{cimp} : Évènement 102 (Figure 77)

Étalonnage de t_{cper} , f_0 , f_{∞} et k: Évènement 105 (Figure 78)

Les résultats obtenus sont reportés au tableau XXIII. Le tableau des valeurs optimales des paramètres, les hyétogrammes de pluie, les hydrogrammes mesurés et simulés pour Miljakovac ont été rassemblés à l'annexe 3.

Les résultats sont très bons. Deux évènements demandent néanmoins des commentaires. L'évènement 111 (Figure 78) est une pluie intermittente. Le Nash est aussi mauvais que -10, le rapport du volume ruisselé aussi important que 243%. Cela souligne la nécessité de concevoir un module de récupération du potentiel d'infiltration pour être en mesure de simuler ces pluies intermittentes.

La pluviométrie, lors de l'évènement 101 (Figure 77) est faible jusqu'à la vingtième minute et n'a duré que 5 minutes. Seule la couche imperméable participe à l'écoulement et il a fallu fixer les dépressions initiales à 5,3 pour obtenir ce Nash de 0,53.

Tableau XXIII
Performances du modèle à Miljakovac

Évènements	NASH		Rapport des pointes		Rapport des volumes		Déphasage	
	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4
101	0,53	0,53	0,76	0,76	1,30	1,30	-3	-3
102	0,97	0,97	1,04	1,04	0,92	0,92	0	0
104	0,95	0,95	1	1	0,94	0,94	6	6
105	0,96	0,94	0,82	0,87	0,91	0,91	1	1
108	0,89	0,89	0,93	0,93	0,87	0,87	-2	-2
111	-10,5	0,95	3,65	0,95	2,43	0,93	6	6

4.2.6 Le bassin de Sample Road

Sample Road est un bassin situé dans le comté de Broward, Floride, États-Unis (Figure 79). Sa superficie est de 23,6 ha. C'est un bassin où l'on retrouve exclusivement une autoroute, des terrains vacants, des zones industrielles et commerciales. Environ 4,2 ha sont imperméables et directement connectés au réseau de drainage.

Étalonnage de C et de t_{cimp} : Évènement 203 (Figure 80)

Étalonnage de t_{cper} , f_0 , f_∞ et k : Évènement 205 (Figure 81)

Les résultats obtenus sont reportés au tableau XXIV. Le tableau des valeurs optimales des paramètres, les hyétogrammes de pluie, les hydrogrammes mesurés et simulés pour Sample Road ont été rassemblés à l'annexe 3.

Tableau XXIV
Performances du modèle à Sample Road

Évènements	NASH		Rapport des pointes		Rapport des volumes		Déphasage	
	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4
201	0,81	0,81	1,2	1,2	1,15	1,12	-3	-3
202	0,84	0,84	0,65	0,65	0,79	0,79	9	9
203	0,91	0,91	1,10	1,10	0,93	0,93	-6	-6
204	0,81	0,79	0,65	0,65	0,69	0,71	8	8
205	0,84	0,83	0,94	0,94	0,84	0,84	8	9
206	0,26	0,26	1,51	1,51	0,66	0,66	5	5

Les résultats sont excellents (Nash >0,81). Seul l'évènement 206 (Figure 81), pluie intermittente de faible intensité affiche un Nash aussi faible que 0,26. Allonger le temps de concentration de la couche imperméable à 60 minutes pour cet événement, fait croître le Nash à une valeur aussi forte que 0,80.

4.2.7 Le bassin de Vine Street

Vine Street est situé à l'ouest de Melbourne, Australie (Figure 82). La superficie totale du bassin est de 70 ha et sont considérés imperméables et directement connectés au réseau de drainage 22 des 70 ha. Du point de vue géologique, le bassin peut se classer comme du basalte quaternaire. Ces argiles volcaniques sont sujettes à des gonflements et à des retraits lorsque varie la teneur en eau. De larges fissures apparaissent par temps chaud et comme conséquence de ces changements de structure, l'infiltration d'hiver est différente de l'infiltration d'été.

Étalonnage de C et de t_{cimp} : Événement 108 (Figure 84)

Étalonnage de t_{cper} , f_0 , f_∞ et k: Évènement 107 (Figure 84)

Les résultats obtenus sont reportés au tableau XXV. Le tableau des valeurs optimales des paramètres, les hyétogrammes de pluie, les hydrogrammes mesurés et simulés pour Vine Street ont été rassemblés à l'annexe 3.

Tableau XXV
Performances du modèle à Vine Street

Évènements	NASH		Rapport des pointes		Rapport des volumes		Déphasage	
	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4	Et 3	Et 4
103	0,91	0,30	0,88	1,28	1,04	1,06	-7	-3
104	0,73	0,01	0,71	1,20	1,01	1,07	5	5
105	0,71	0,69	0,58	0,72	0,99	0,99	-1	-1
106	0,7	0,54	0,72	0,93	1,15	1,17	9	9
107	0,63	-0,69	1,04	1,76	1,04	1,06	-13	-13
108	0,74	0,30	1,08	1,58	1,3	1,3		

Vine Street a été sans contredit, le bassin le plus difficile à calibrer. Les pluies sont sur de longues périodes, intermittentes et les paramètres de rétention et d'infiltration extrêmement variables. L'évènement 107 du 7 avril 1977 (Figure 84) se situant à la fin de l'été australien a un coefficient d'infiltration initial nettement supérieur.

CHAPITRE 5

SYNTHÈSE ET ANALYSE DES RÉSULTATS

Au chapitre 3, les taux de variation des débits de pointe et des volumes ruisselés ont été tracés en fonction des taux de variation de chacun des neuf paramètres. Des commentaires à ce même chapitre, ont indiqué l'incidence de la variation d'un paramètre sur l'allure générale de l'hydrogramme. Puis au chapitre 4, le modèle a servi à simuler l'hydrogramme à l'exutoire de 41 événements pluvieux répartis sur 7 bassins. Et, comparant selon trois critères les débits simulés aux débits mesurés, des coefficients de performance ont été calculés. Le présent chapitre compare les pentes des graphiques du chapitre 3, dresse un portrait général des performances du modèle en calculant une probabilité de dépassement et enfin, analyse l'incidence de la prise en compte de temps de concentration distincts.

5.1 Étude comparative de la sensibilité des paramètres

L'analyse du chapitre 3 a défini la sensibilité relative comme la pente des courbes Taux de variation des débits de pointe et des volumes ruisselés (TvQ et TvV) en fonction des taux de variation des paramètres du modèle (TvX). Pour cette étude comparative des sensibilités, les paramètres sont divisés en trois groupes :

- ceux qui dépendent de la répartition des surfaces et des dépressions ;
- les temps de concentration ;
- les paramètres de Horton.

5.1.1 Sensibilité des paramètres spécifiques à la répartition des surfaces et des dépressions

Ces paramètres sont au nombre de 4 : A, C, dp_1 et dp_2 . Le taux de variation des débits de pointe et des volumes ruisselés étaient, au chapitre 3, proportionnels au taux de variation de ces paramètres. La sensibilité est donc uniforme. Pour ce bassin de référence, le tableau XXVI récapitule les sensibilités obtenues.

Tableau XXVI
Valeurs des sensibilités pour les 4 paramètres A, C, dp_1 et dp_2

	A	C	dp_1	dp_2
Sr des débits de pointe	1	0,12	0	0
Sr des volumes ruisselés	1	0,33	-0,05	-0,11

Le paramètre A se révèle le paramètre le plus sensible et il est le seul à ne pas dépendre de la pluviométrie et/ou des caractéristiques du bassin. Une variation de la superficie se répercute à 100% sur les débits de pointe et sur les volumes ruisselés. Pour les cas traités, il est de 3 à 8 fois plus sensible que C, le pourcentage de surfaces imperméables.

La sensibilité de dp_1 et dp_2 est d'un ordre inférieur et dans certains cas négligeable.

5.1.2 Sensibilité des temps de concentration

L'étude de sensibilité du chapitre 3 a abouti à deux conclusions principales :

- la sensibilité des volumes ruisselés vis-à-vis de la variation des temps de concentration est nulle;
- le taux de variation des débits de pointe est directement proportionnel à la moyenne des intensités maximales sur une fenêtre de largeur égale au temps de

concentration. Il s'en suit que, sur la couche imperméable la sensibilité des débits de pointe est nulle pour une pluie d'intensité constante.

Pour des pluies de Chicago, les courbes de sensibilité sont montrées aux figures 45 et 46.

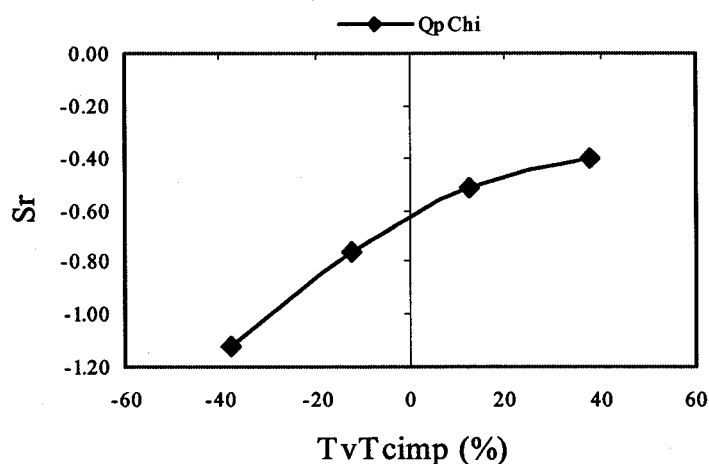


Figure 45 Sensibilité relative des débits de pointe en fonction du taux de variation du temps de concentration – Couche imperméable et pluie de Chicago type 1

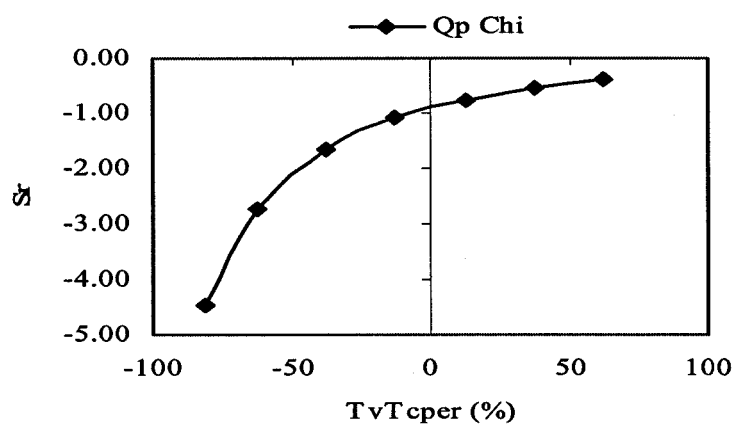


Figure 46 Sensibilité relative des débits de pointe en fonction du taux de variation du temps de concentration – Couche perméable et pluie de Chicago type 1

Trois points sont à noter :

- Les sensibilités des débits de pointe sont fortes pour les valeurs de T_c inférieures au temps de concentration de référence.
- Avec des pluies de Chicago, l'infiltration sur la couche perméable a pour effet de quadrupler la sensibilité du débit de pointe face à la variation du temps de concentration.
- La sensibilité du débit de pointe autour du T_c de référence, varie de -0,60 à -1,0.

5.1.3 Sensibilité des paramètres de Horton

Les figures 47, 48, 49 et 50 tracent la variation des sensibilités pour les trois paramètres de Horton :

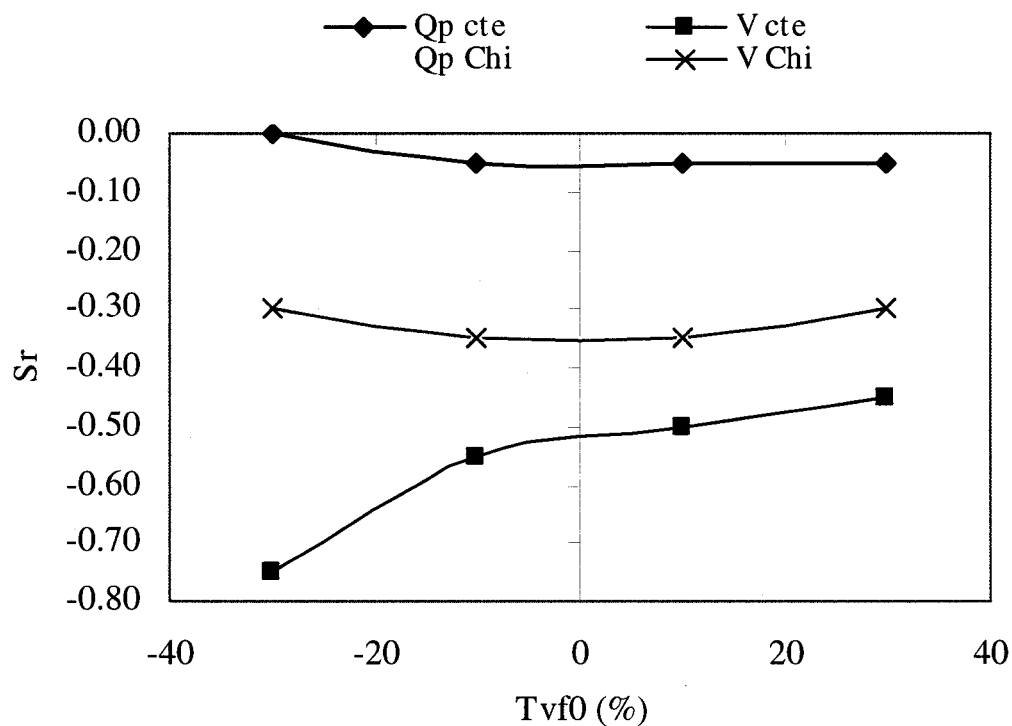


Figure 47 Sensibilité relative des débits de pointe et des volumes ruisselés à la variation de f_0

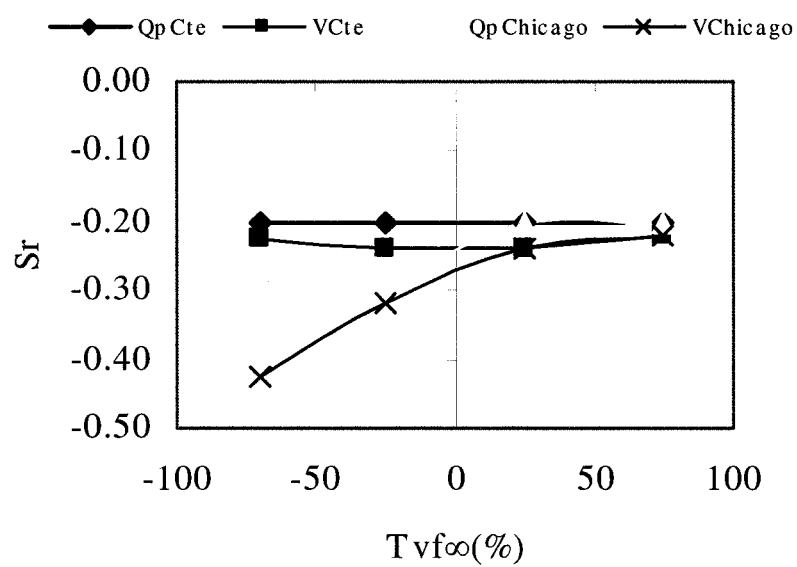


Figure 48 Sensibilité relative des débits de pointe et des volumes ruisselés à la variation de f_{∞}

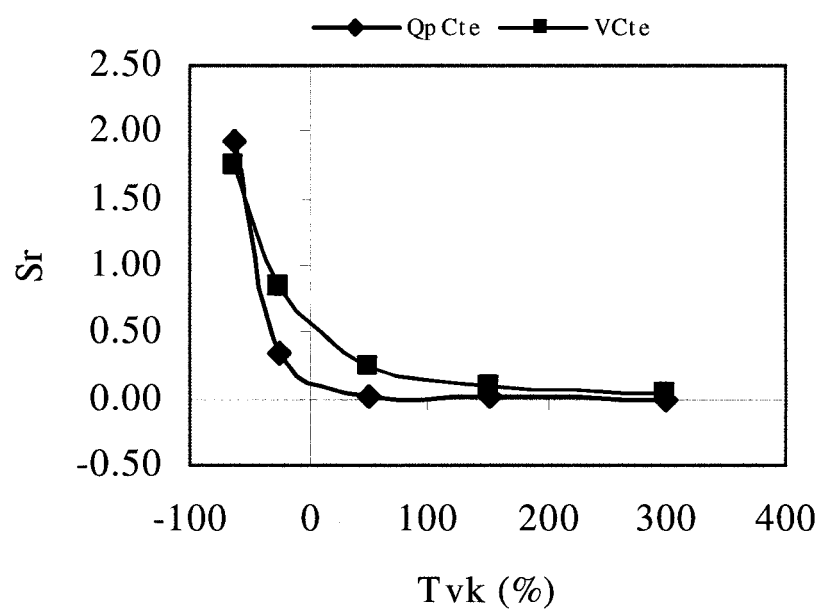


Figure 49 Sensibilité relative des débits de pointe et des volumes ruisselés à la variation de k – Pluie constante

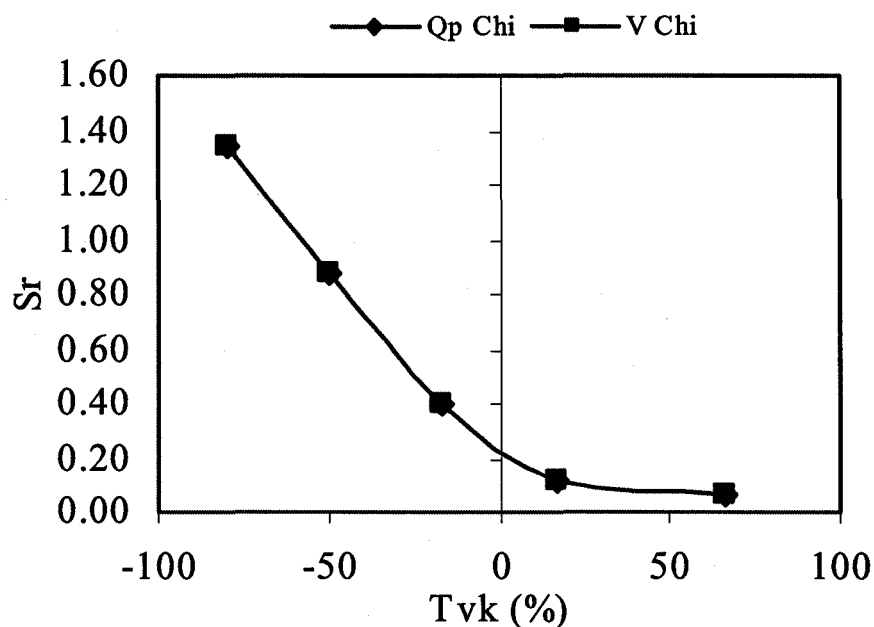


Figure 50 Sensibilité relative des débits de pointe et des volumes ruisselés à la variation de k – Pluie de Chicago type 2

Les principales conclusions à tirer de l'analyse de ces courbes sont :

a) pour le paramètre f_0

- lors d'une pluie de Chicago, la sensibilité est constante et est égale approximativement à -0,35
- lors d'une pluie d'intensité constante, la sensibilité des volumes ruisselés est forte pour des valeurs de f_0 très inférieures à la valeur de référence.
- il serait difficile de calibrer f_0 avec cette pluie d'intensité constante; la sensibilité du débit de pointe étant quasi nulle.

b) pour le paramètre f_{∞}

- la détermination de ce paramètre se révèle délicate, les sensibilités variant peu (autour de -0,25)
- néanmoins, pour une pluie de Chicago à des valeurs 50% inférieures à la valeur de référence, la sensibilité du volume ruisselé peut doubler.

c) pour le paramètre k

- les sensibilités sont très fortes pour les valeurs inférieures à la valeur de référence et s'annulent pour des valeurs bien supérieures.
- les sensibilités autour de la valeur de référence varie de 0,20 à 0,50

5.2 Synthèse des performances du modèle

Les performances obtenues par le modèle sont variables. Excellentes pour les pluies unimodales de fortes intensités, elles sont médiocres pour les pluies intermittentes et de très faible intensité. Ont été classés, au tableau XXVI, les Nashs, les rapports de pointe et les rapports de volume obtenus sur les sept bassins. Pour chacun de ces critères de performance:

- la colonne (1) contiendra le nombre de résultats obtenus dans un intervalle de performance ;
- la colonne (2), le nombre cumulé de résultats égal ou inférieur à cet intervalle;
- la colonne (3), la probabilité de dépassement.

L'analyse de la figure 51 montre que 50% du temps :

- le Nash est égal ou supérieur à 0,70
- le rapport des volumes est compris entre 0,80 et 1,20
- et le rapport des volumes est compris ente 0,83 et 1,17.

Tableau XXVII
Probabilité de dépassement des performances

	Nash			Rapport des points			Rapport des volumes		
Intervalle	Col(1)	Col(2)	Col(3)	Col(1)	Col(2)	Col(3)	Col(1)	Col(2)	Col(3)
< 0,05	2	2	0,95	1	1	0,98	1	1	0,98
[0,05 - 0,15]	1	3	0,93	0	1	0,98	0	1	0,98
[0,15 - 0,25]	0	3	0,93	0	1	0,98	0	1	0,98
[0,25 - 0,35]	0	4	0,90	0	1	0,98	0	1	0,98
[0,35 - 0,45]	2	6	0,85	1	2	0,95	0	1	0,98
[0,45 - 0,55]	1	7	0,83	0	2	0,95	0	1	0,98
[0,55 - 0,65]	2	9	0,78	3	5	0,88	0	1	0,98
[0,65 - 0,75]	13	22	0,46	6	11	0,73	5	6	0,85
[0,75 - 0,85]	7	29	0,29	9	20	0,51	5	11	0,73
[0,85 - 0,95]	9	38	0,07	15	35	0,15	17	28	0,32
[0,95 - 1,00]	3	41	0	6	41	0	13	41	0

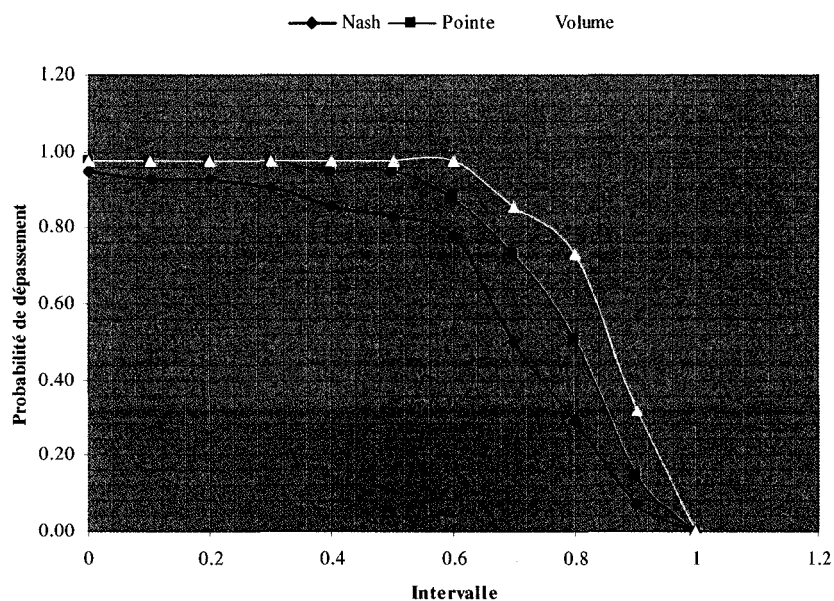


Figure 51 Courbes de probabilité de dépassement de la série originale

Ces performances sont le produit des performances de chacun des modèles de simulation de la pluie, d'infiltration et de transfert de débit. Les faibles coefficients de Nash ont pour cause :

- La faiblesse, lors d'une pluie intermittente, du modèle d'infiltration. Tel que programmé, le modèle n'utilise pas de module de récupération du potentiel d'infiltration. Lors des averses intermittentes, le potentiel d'infiltration ne reste pas stationnaire mais recommence à augmenter. Il s'en suit que les volumes infiltrés en réalité, sont plus importants que ceux estimés.
- Une avance de l'hydrogramme simulé. Le débit à l'exutoire, dans la méthode rationnelle est obtenu par translation des lames d'eau. Cette méthode ne prévoit pas la possibilité de stockage sur le bassin. Dépendamment des caractéristiques du réseau de drainage, le stockage dans les conduites où à la surface du bassin, peut retarder l'écoulement.
- Une variation du temps de concentration du bassin sous l'effet de la variation de l'intensité de la pluie. Le temps de concentration de la couche imperméable a été calibré à l'aide d'évènements pluvieux de faible à moyenne intensité et, comme estimé par la formule de l'onde cinématique, le temps de concentration varie lorsque l'intensité de la pluie s'écarte trop de l'intensité utilisée lors du calibrage.
- La non-représentativité du hyétogramme. Une seule station a servi à l'estimation de la pluie tombée sur l'ensemble du bassin; la variation spatio-temporelle de la pluie est ainsi négligée.
- Une variation dans les paramètres d'infiltration de Horton lors de grands changements climatiques.

5.3 Incidence de temps de concentration distincts

Sur les sept bassins étudiés, quatre n'ont pas pu être utilisés dans l'analyse de l'incidence de temps de concentration distincts pour les couches imperméable et perméable:

- Le bassin de Fort Lauderdale est complètement imperméable; la valeur du temps de concentration de la couche perméable n'est pas définie.
- Le comportement de Sample Road est révélateur d'un bassin fortement perméable et où, la pluviométrie est relativement importante. Le temps de concentration déterminé à l'étape 3 est fortement influencé par les caractéristiques de la couche perméable et sur les six événements, les performances sont restées identiques.
- Le bassin de Clifton Grove a son temps de concentration de la couche imperméable sensiblement égal au temps de concentration de la couche perméable; l'incidence de temps de concentration distincts ne peut pas être évaluée.
- La pluviométrie sur le bassin de Miljakovac est faible et/ou de courtes durées; les performances du modèle pour ces événements sont indépendantes du temps de concentration de la couche perméable.

Sur les trois autres bassins, l'incidence de la prise en compte de deux temps de concentration se lit comme suit :

- Sur le bassin de Verdun, pour le seul événement pluvieux de forte intensité disponible, le Nash est passé de 0,80 à 0,89
- Sur le bassin de East York, pour 5 des 6 événements, le Nash moyen est passé de 0,52 à 0,68
- Sur le bassin de Vine Street, le Nash moyen passe de 0,31 à 0,74

Ainsi, lorsque la couche perméable a un temps de concentration différent du temps de concentration de la couche imperméable et dans le cas où elle contribue effectivement à l'écoulement, la prise en compte de temps de concentration distincts pour les couches imperméable et perméable améliore sensiblement les performances du modèle.

CONCLUSION

Malgré ses limitations, la méthode rationnelle traditionnelle a été utilisée pour le dimensionnement de la quasi totalité des réseaux de drainage des villes en Amérique du nord; sa principale faiblesse étant son incapacité à reproduire l'hydrogramme complet de la crue. Des efforts continus ont été et sont encore déployés pour moderniser la méthode et généraliser sa formulation.

L'objectif du présent travail est, partant de l'équation de continuité et des hypothèses de la méthode rationnelle traditionnelle, de dériver l'équation d'un modèle simulant un bassin composé de deux couches bien distinctes, une imperméable et l'autre perméable ayant chacune ses caractéristiques propres, en particulier un temps de concentration spécifique.

Un programme a été écrit sur Matlab® permettant de calculer la pluie efficace, l'hydrogramme et le volume ruisselé à l'exutoire du bassin.

Une analyse de sensibilité a ensuite été effectuée et les taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé ont été calculés en fonction du taux de variation des neuf paramètres du modèle. Cette analyse de sensibilité a été conduite pour des pluies d'intensité constante et des pluies de Chicago avec des sommets au début, au centre et à la fin de l'averse. Elle a en particulier permis de dériver, pour la majorité des paramètres, une formule pour le calcul de la sensibilité relative.

Enfin, quarante-un évènements pluvieux ont servi à étudier la performance du modèle et à évaluer le gain qu'apporte la prise en compte de temps de concentration distincts. Cinquante pour cent du temps, les Nash sont supérieurs à 0,70.

Lorsque la couche perméable a un temps de concentration différent du temps de concentration de la couche imperméable et dans le cas où elle contribue effectivement à l'écoulement, la prise en compte de temps de concentration distincts améliore sensiblement les performances du modèle.

RECOMMANDATIONS

Le modèle a de la difficulté à simuler les pluies intermittentes de très faible intensité. Dans de pareils cas, la modélisation de l'infiltration se révèle cruciale et les résultats obtenus dépendent beaucoup plus du modèle d'infiltration que du modèle de ruissellement. Il serait souhaitable, au moins dans un premier temps, d'ajouter au programme Matlab®, un module permettant de déterminer le potentiel de récupération de l'infiltration.

L'analyse d'évènements pluvieux d'intensité-limite semble indiquer que les temps de concentration diminuent lorsque augmente l'intensité de la pluie et qu'inversement ils augmentent quand la pluie est très faible. Il serait judicieux d'investiguer un peu ce domaine et élargir ainsi le champ d'application du programme.

ANNEXE 1

Hyétogrammes de pluie utilisés dans l'analyse de sensibilité

L'analyse de sensibilité a été menée en utilisant le hyétogramme de pluie susceptible de mieux révéler l'influence de la variation du paramètre étudié.

Une pluie d'intensité constante de 30 mm/h a servi pour étudier:

- la sensibilité du modèle à la variation de la surface
- la sensibilité de la couche imperméable à la variation de C , et de d_{p1} .

Une pluie d'intensité constante de 60 mm/h a été utilisée pour déterminer la sensibilité de la couche perméable à la variation de C , et d_{p2} .

La sensibilité du modèle à la variation des temps de concentration a été faite en utilisant :

- une pluie constante de 30 mm/h et une pluie de Chicago type I (période de retour 5 ans) pour la couche imperméable.
- une pluie constante de 60 mm/h et une pluie de Chicago type III (période de retour 10 ans) pour la couche perméable

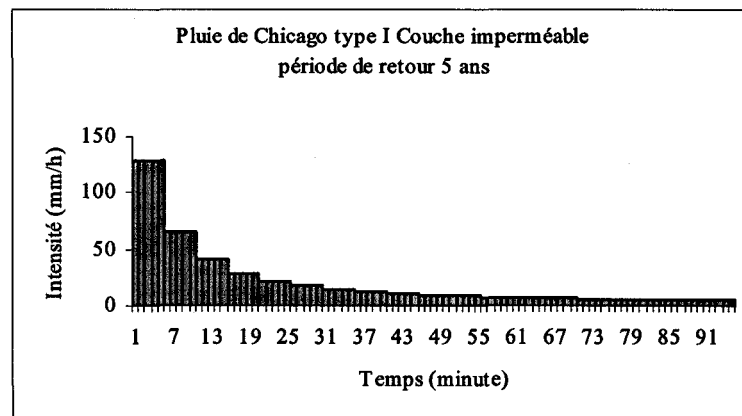


Figure 52 Pluie de Chicago type 1 période de retour de 5 ans

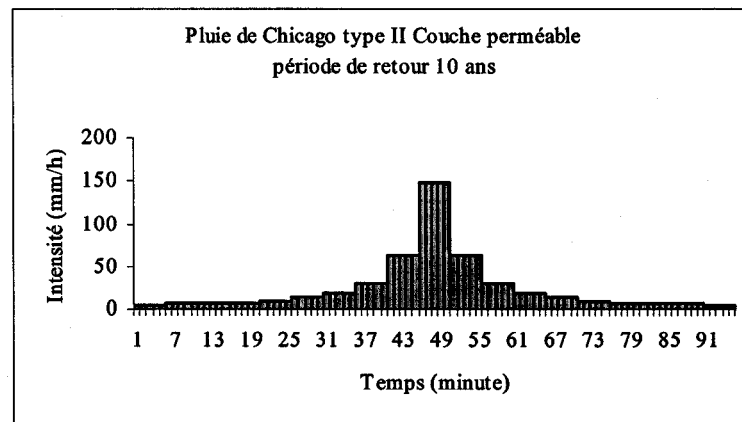
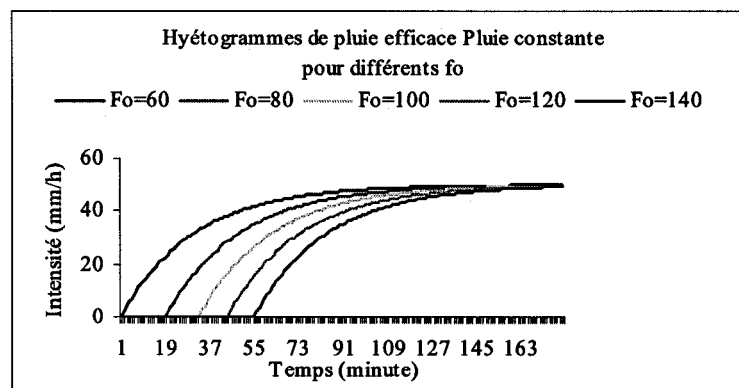


Figure 53 Pluie de Chicago, type 2

Les paramètres de Horton ont été analysés en utilisant :

- une pluie d'intensité constante de 60 mm/h. Lorsque varient f_0 , f_∞ , k , cette pluie a généré les hyétogrammes de pluie efficace comme montré aux figures 54, 55 et 56.

Figure 54 Hyétogrammes de la pluie efficace pour différentes valeurs de f_0 – I constant

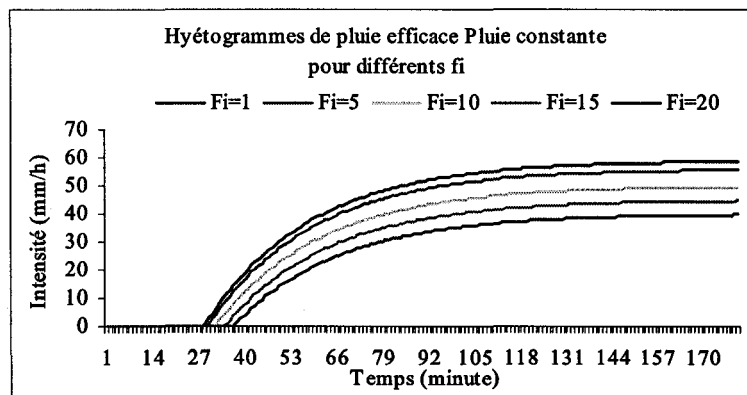


Figure 55 Hyétoigrammes de la pluie efficace pour différentes valeurs de f_∞ – I constant

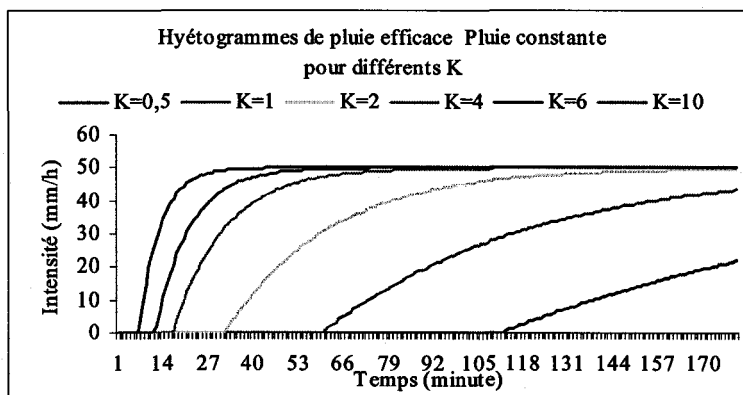


Figure 56 Hyétoigrammes de la pluie efficace pour différentes valeurs de k – I constant

- des pluies de Chicago de période de retour de 10 ans (type I pour étudier f_0 , type II pour f_∞ et type III pour k)

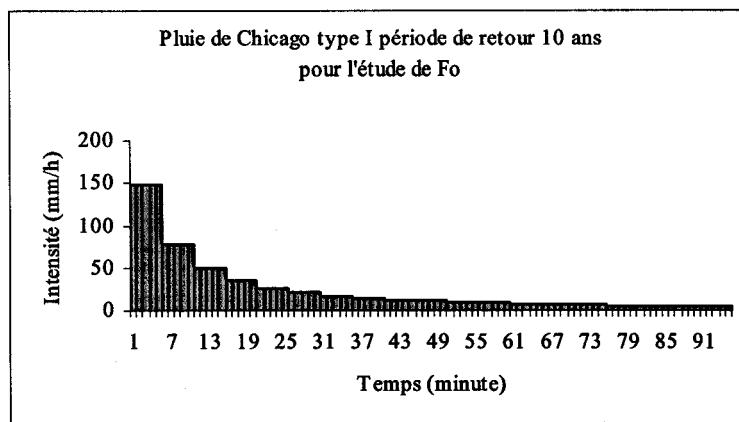


Figure 57 Pluie de Chicago type 1, période de retour de 10 ans

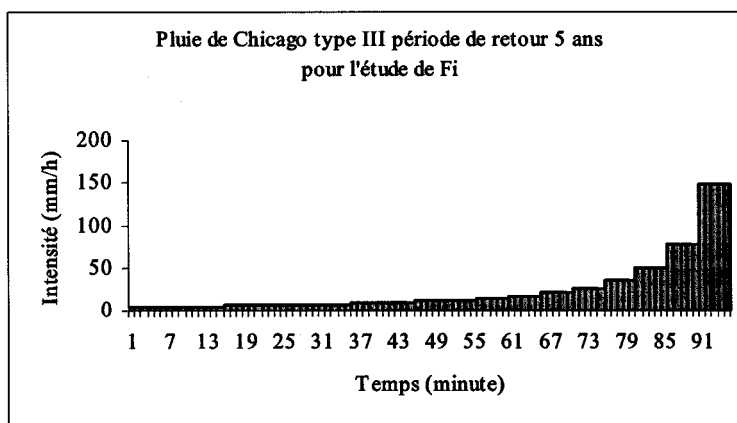


Figure 58 Pluie de Chicago type 1, période de retour de 5 ans

ANNEXE 2

Courbes de variation des débits de pointe et des volumes ruisselés en fonction des moyennes des intensités maximales

L'annexe 1 avait montré la variation de l'hyétogramme de la pluie efficace en fonction de la variation des paramètres d'infiltration de Horton. Sachant que les débits de pointe sont directement proportionnels à la moyenne des intensités maximales, l'annexe 2 regroupe et commente les courbes de variation des débits de pointe et des volumes ruisselés en fonction de ce nouveau paramètre

En faisant varier le coefficient d'infiltration initiale f_0 , les moyennes maximales, les débits de pointe et les volumes ruisselés varient. Les figures 59 et 60 montrent la variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction de la variation des moyennes maximales. Les points suivants sont à noter :

- le débit de pointe varie en fonction de la moyenne des intensités maximales;
- le volume ruisselé pour la pluie d'intensité constante, varie fortement bien que ne varie pas le débit de pointe. La variation du volume ruisselé a lieu sur la courbe de remontée.
- le volume ruisselé pour la pluie de Chicago varie comme varie le débit de pointe.

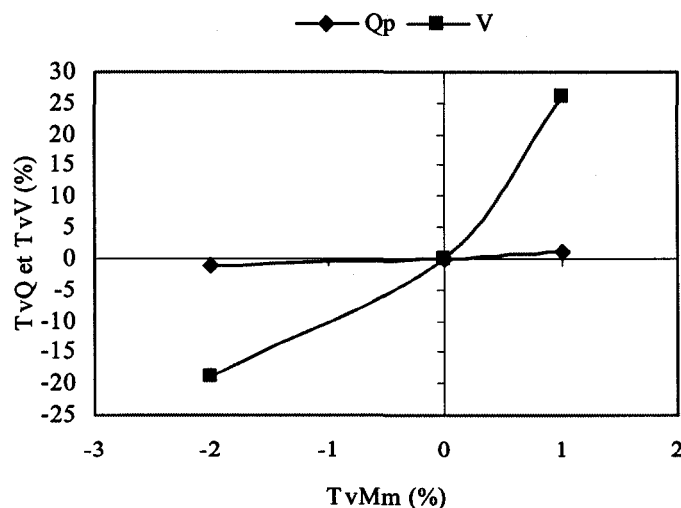


Figure 59 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales – Pluie constante

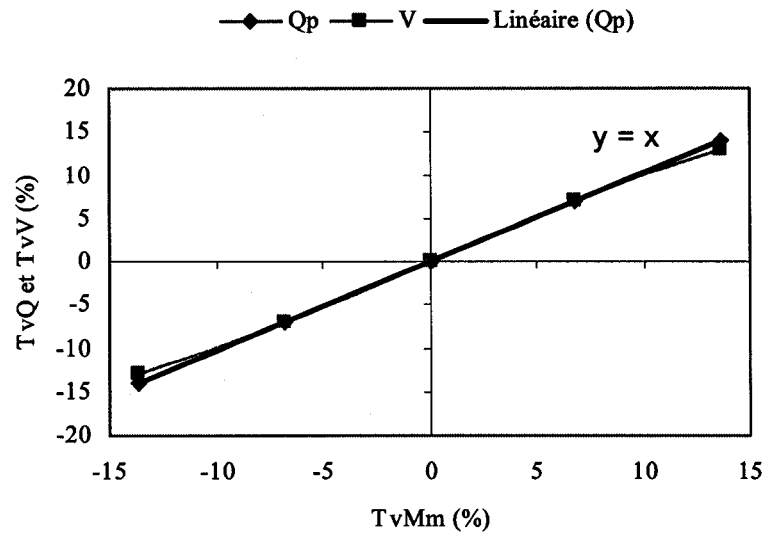


Figure 60 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales –Pluie de Chicago

Lors d'une variation du coefficient d'infiltration finale f_{∞} , le débit de pointe et le volume ruisselé varient comme montré aux figures 61 et 62. Les points suivants sont à noter :

- le débit de pointe varie en fonction de la moyenne des intensités maximales;
- le volume ruisselé pour la pluie d'intensité constante, a une variation légèrement plus forte que celle du débit de pointe
- le volume ruisselé pour la pluie de Chicago varie comme varie le débit de pointe.

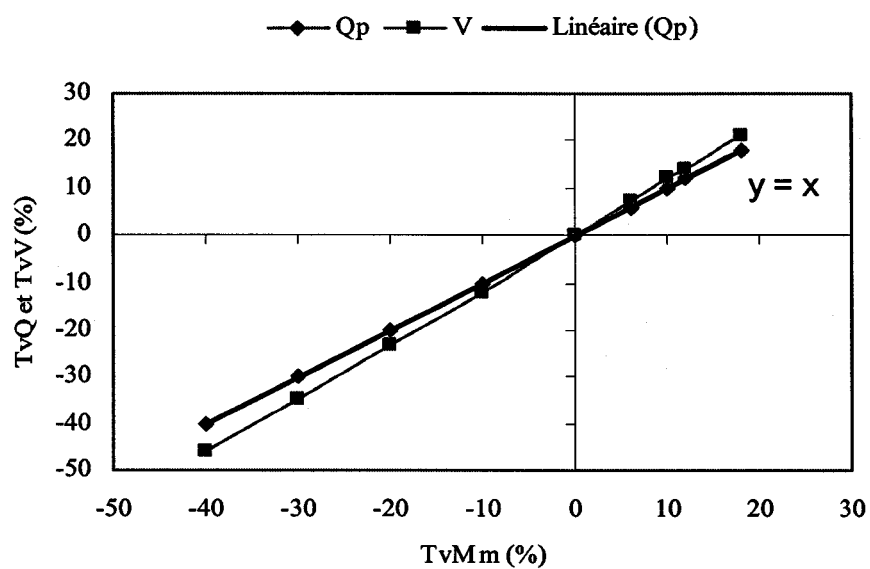


Figure 61 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales – Pluie constante

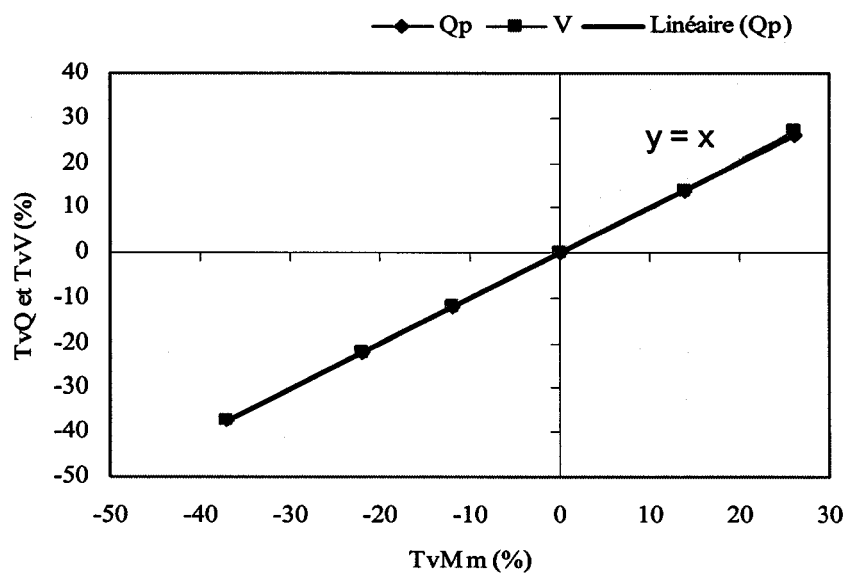


Figure 62 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales – Pluie de Chicago

Les conclusions à tirer de l'analyse des figures 63 et 64, lors d'une variation du coefficient d'atténuation k , sont les suivantes :

- le débit de pointe varie en fonction de la moyenne des intensités maximales;
- le volume ruisselé pour la pluie d'intensité constante, a une variation légèrement plus forte que celle du débit de pointe
- le volume ruisselé pour la pluie de Chicago varie comme varie le débit de pointe.

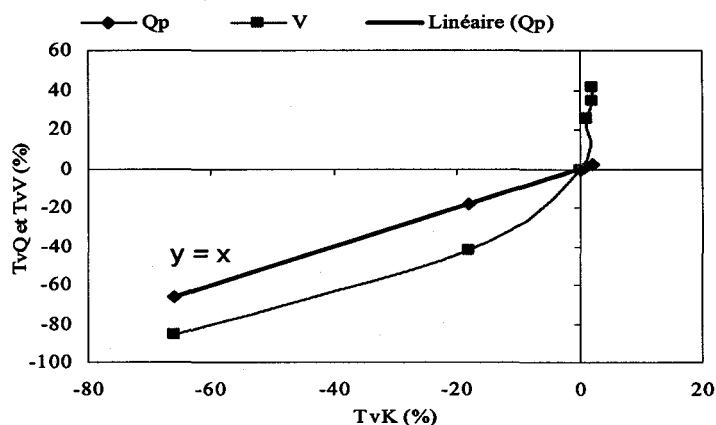


Figure 63 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales – Pluie constante

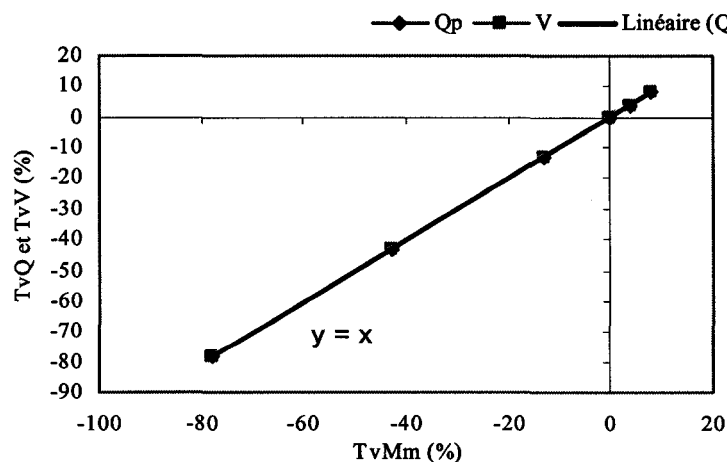


Figure 64 Taux de variation du débit de pointe et du volume ruisselé en fonction du taux de variation de la moyenne des intensités maximales – Pluie de Chicago

ANNEXE 3

Les résultats générés par le modèle

Verdun

Tableau XXVIII

Valeurs optimales des paramètres Verdun

Évènement	30_09	13_10	16_08	23_08	22_06	
Surface (ha)	177					
C	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	
dp1(mm)	1,3	2	0	2	0	
dp2 (mm)	0	4	0	4	0	
F ₀ (mm/h)	54	54	54	54	54	
F _∞ (mm/h)	0	0	0	0	0	
K(1/h)	7	7	7	7	7	
T _{cl} (min)	32	32	32	32	32	
T _{cp} (min)	53	53	53	53	53	

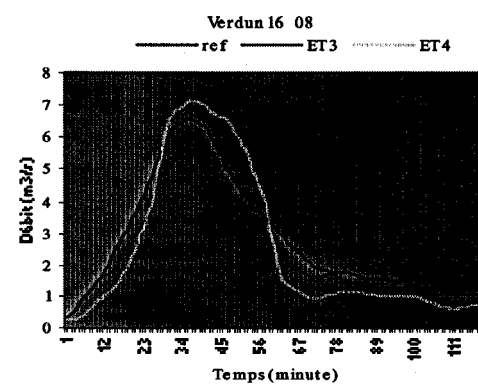
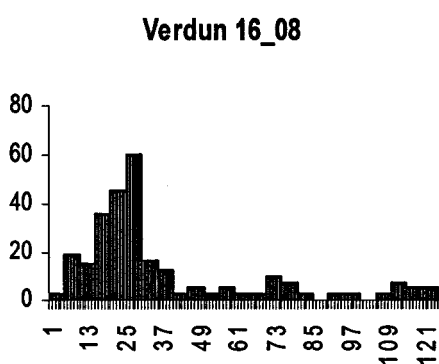
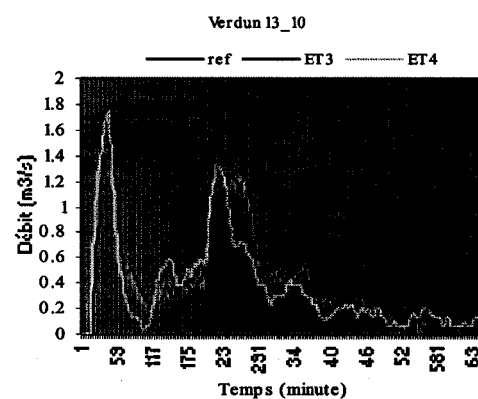
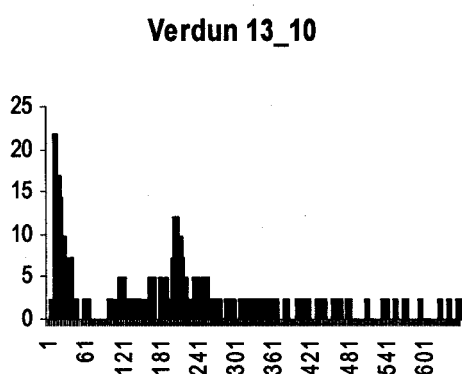
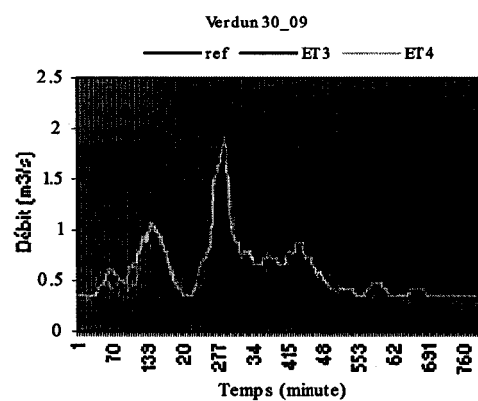
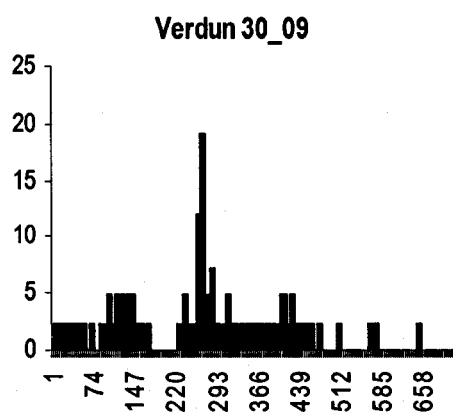


Figure 65 Bassin de Verdun Évènements 30_09, 13_10 et 16_08

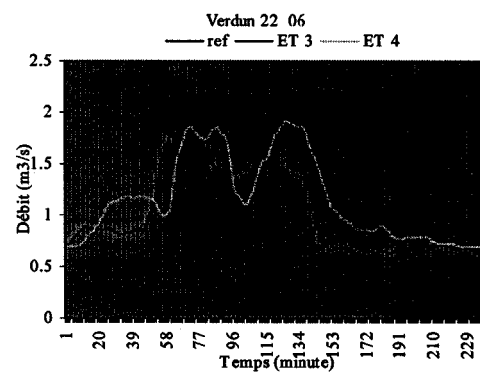
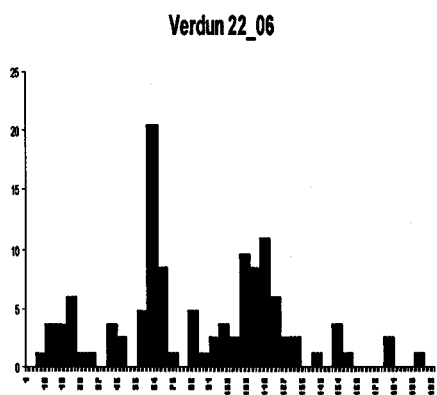
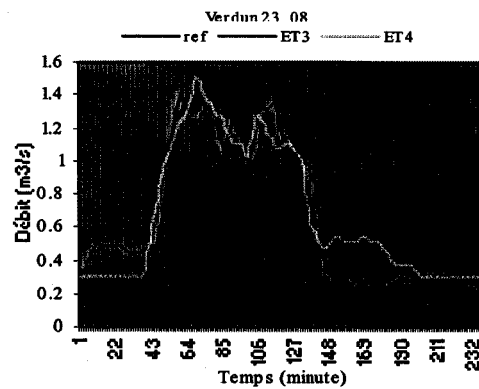
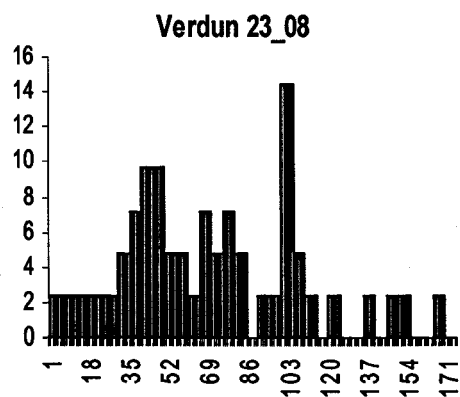


Figure 66 Bassin de Verdun Évènements 23_08, et 22_06

Clifton Grove

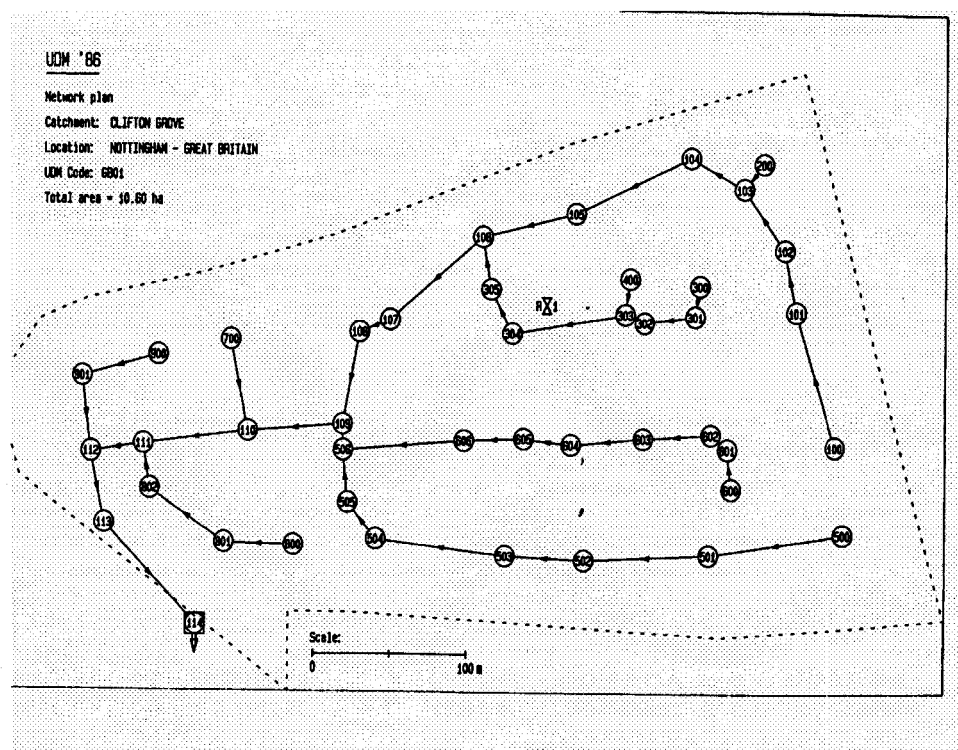


Figure 67 Le réseau de drainage de Clifton Grove

Tableau XXIX

Valeurs optimales des paramètres à Clifton Grove

Évènement	102	103	114	118	121	123
Surface (ha)	10,6					
C	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
dp1(mm)	0,3	0,7	2,5	2	1,4	0
dp2 (mm)	2,5	2,5	2,5	2	2,5	2,5
F ₀ (mm/h)	20	20	20	20	20	20
F _∞ (mm/h)	0	0	0	0	0	0
K(1/h)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
T _{ci} (min)	11	11	11	11	11	11
T _{cp} (min)	10	10	10	10	10	10

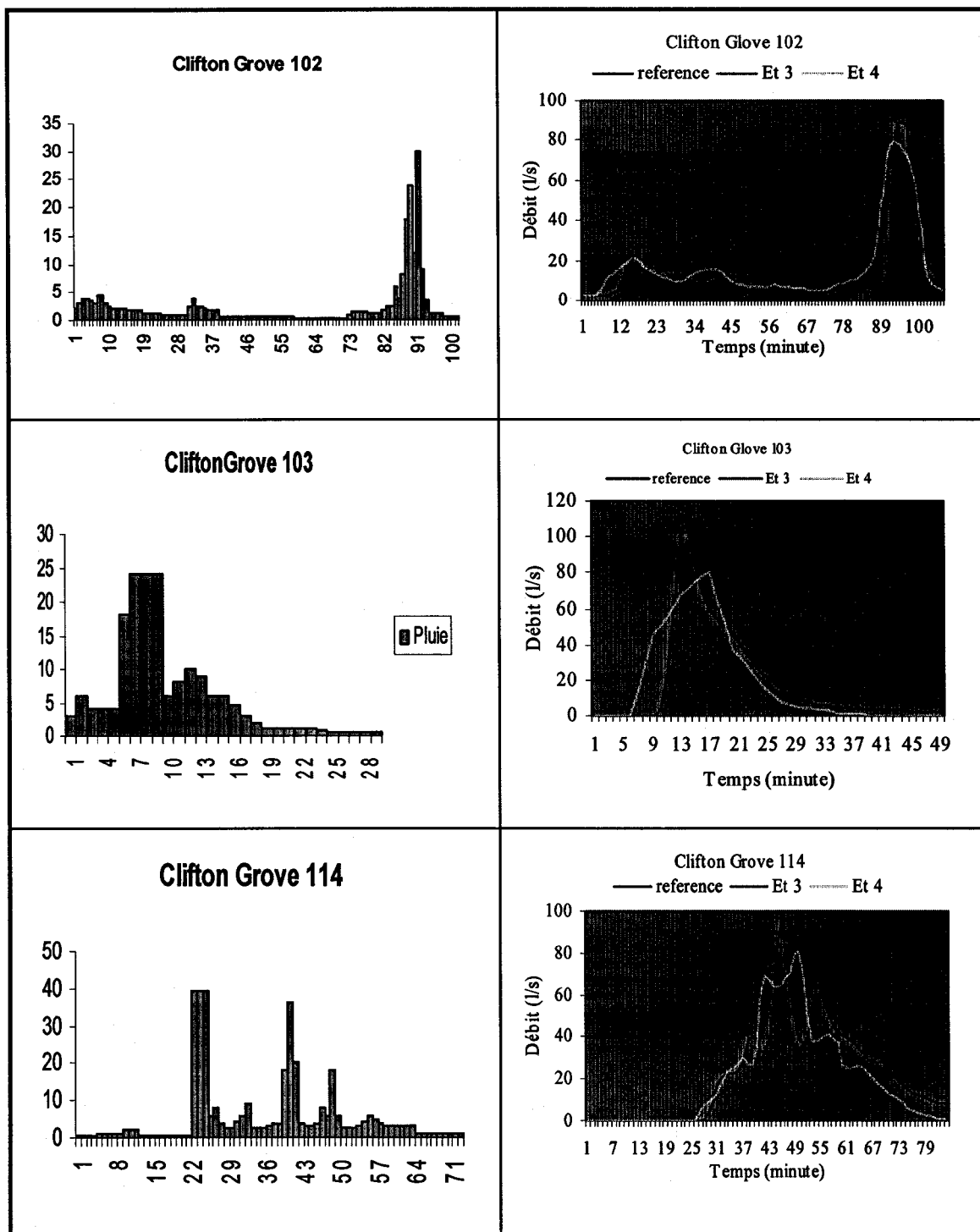


Figure 68 Bassin de Clifton Grove Évènements 102, 103 et 114

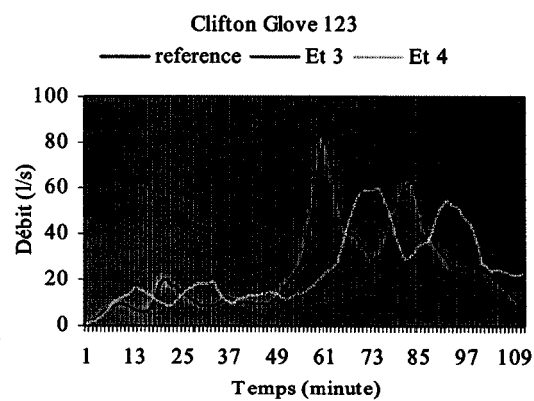
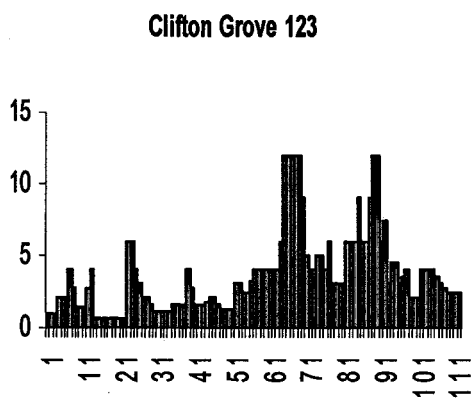
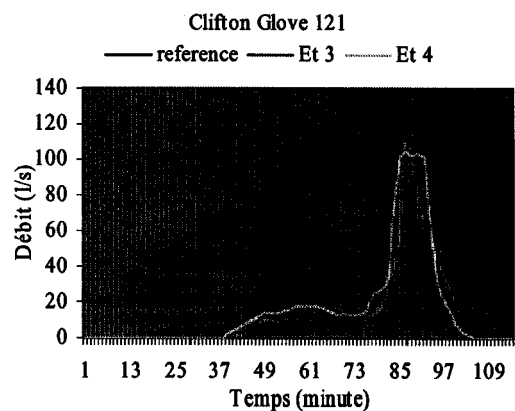
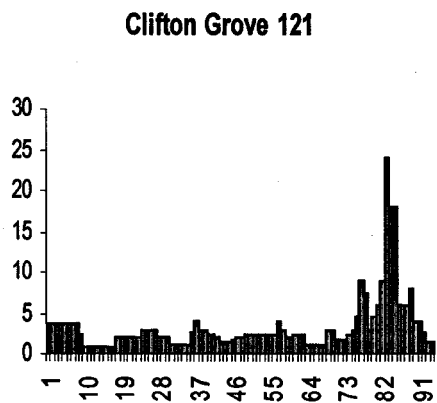
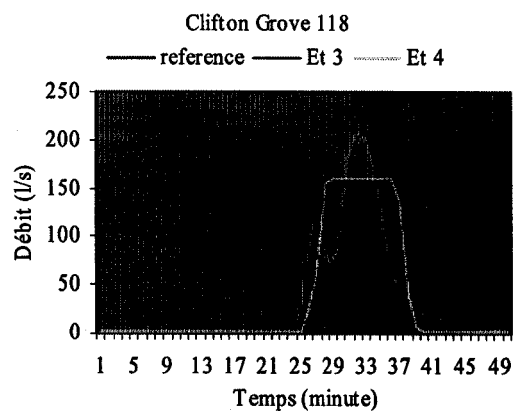
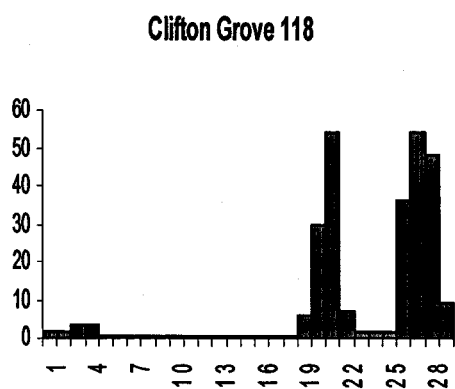


Figure 69 Bassin de Clifton Grove - Évènements 118, 121 et 123

East York

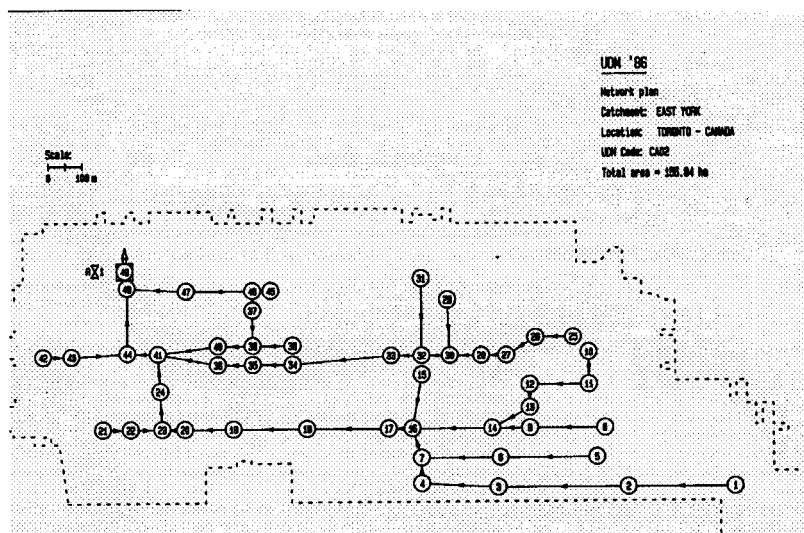
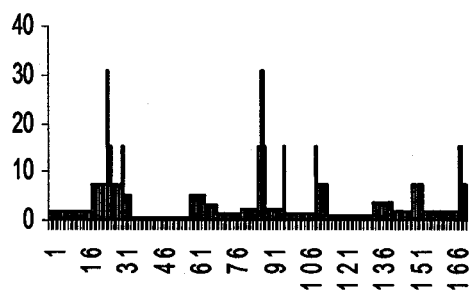
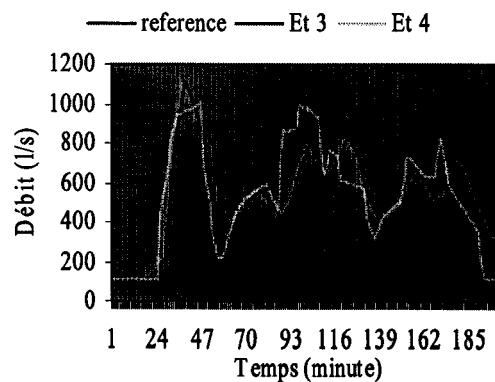
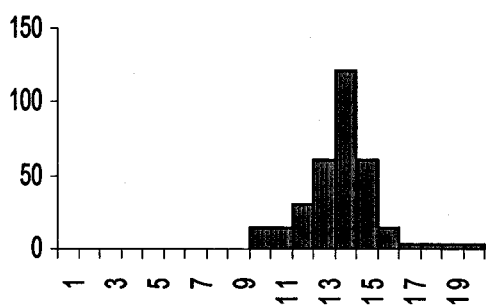
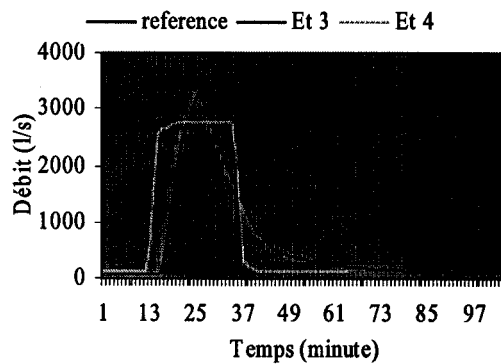
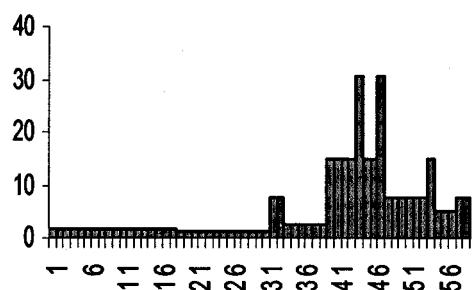
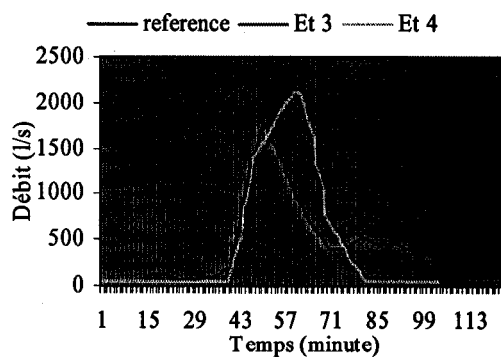


Figure 70 Le réseau de drainage de East York

Tableau XXX

Valeurs optimales des paramètres pour East York

Évènement	208	209	210	211	212	213
Surface (ha)	155					
C	0,4	0,4	, 4	0,4	0,4	0,4
dp1(mm)	1,4	1,4	1,4	2	1,4	1,4
dp2 (mm)	3	3	3	4	3	3
F ₀ (mm/h)	15	15	15	15	15	15
F _∞ (mm/h)	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
K(1/h)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
T _{cl} (min)	22	22	22	22	22	22
T _{cp} (min)	40	40	40	40	40	40

East York 208**East York 208****East York 209****East York 209****East York 210****East York 210****Figure 71 Bassin de East York Évènements 208, 209 et 210**

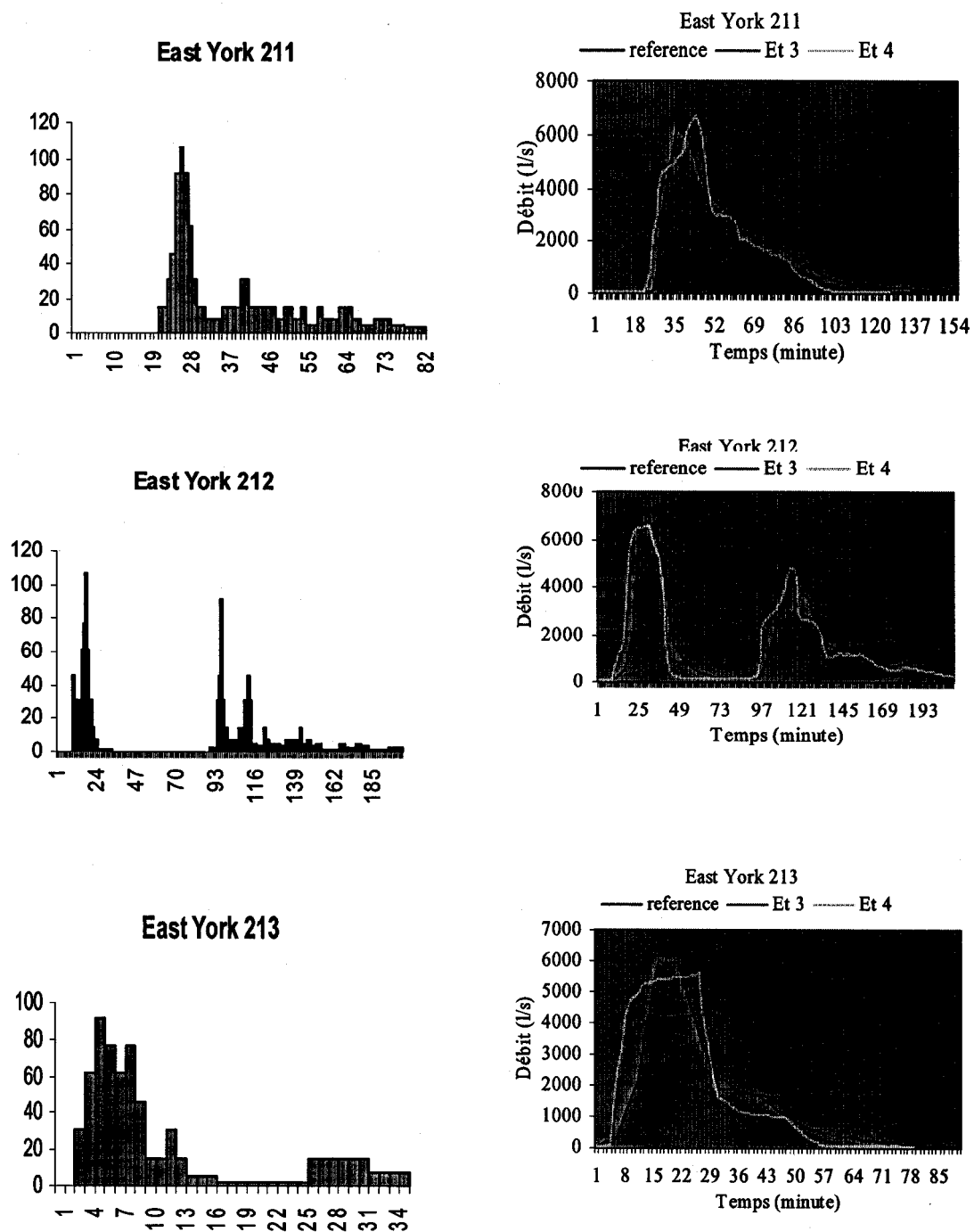


Figure 72 Bassin de East York Évènements 211, 212 et 213

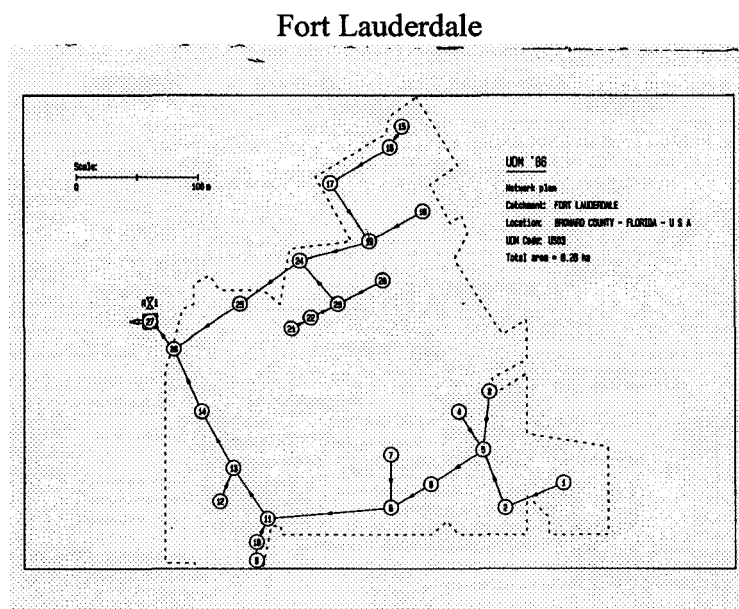


Figure 73 Le réseau de drainage de Fort Lauderdale

Tableau XXXI

Valeurs optimales des paramètres Fort Lauderdale

Évènement	301	302	303	304	305	306
Surface (ha)	8,26					
C	1	1	1	1	1	1
dp1(mm)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
dp2 (mm)	0	0	0	0	0	0
F ₀ (mm/h)	40	40	40	40	40	40
F _∞ (mm/h)	0	0	0	0	0	0
K(1/h)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
T _{cl} (min)	15	15	15	15	15	15
T _{cp} (min)	15	15	15	15	15	15

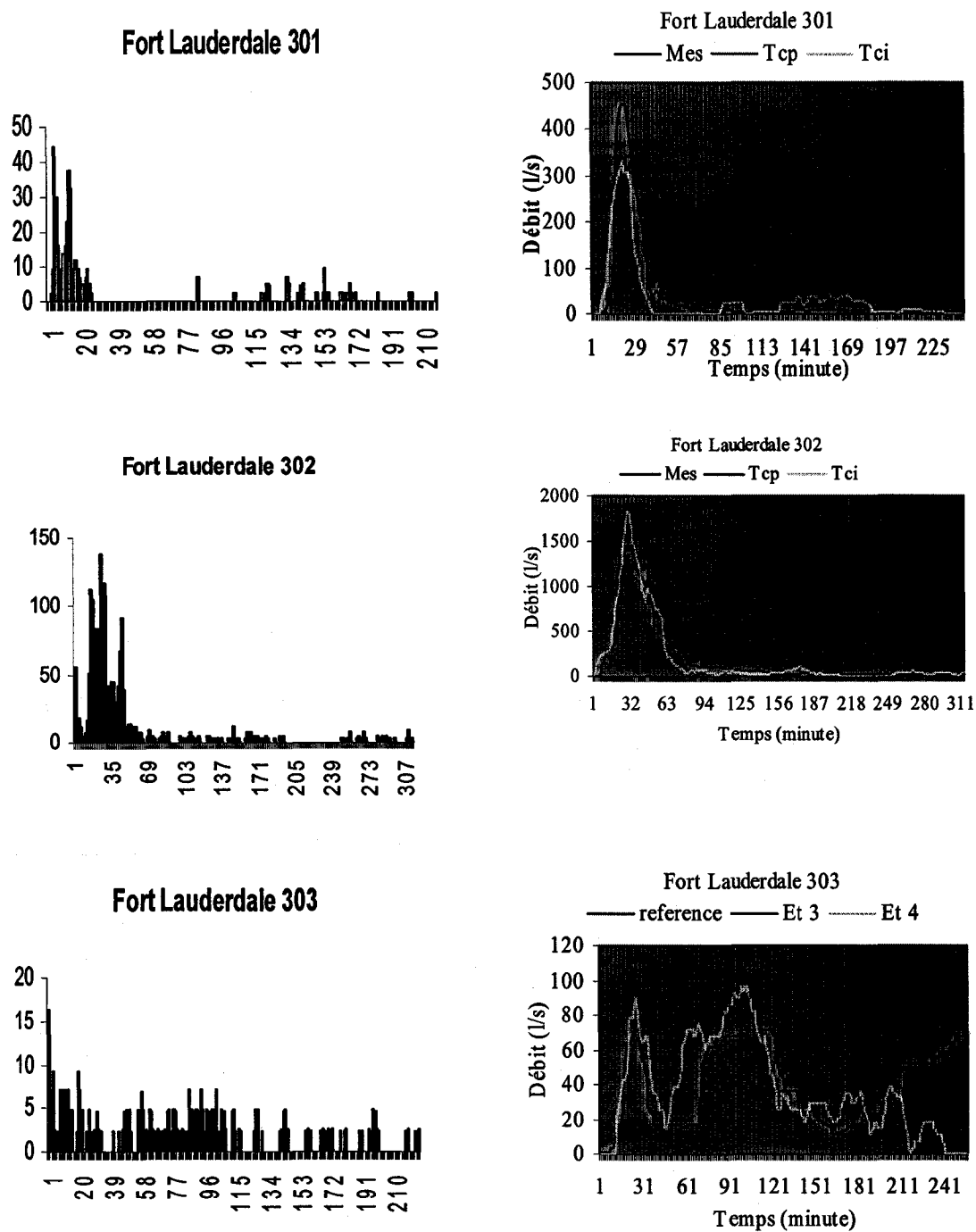


Figure 74 Bassin de Fort Lauderdale Évènements 301, 302 et 303

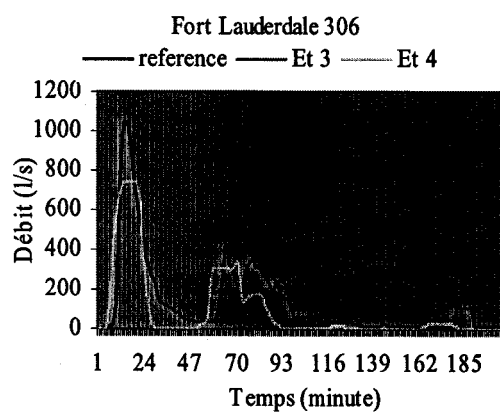
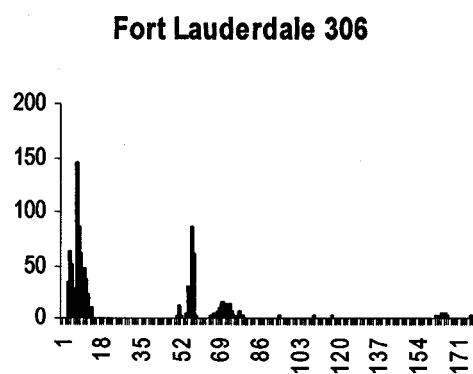
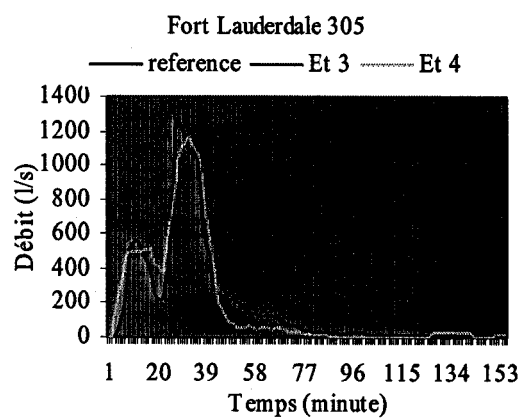
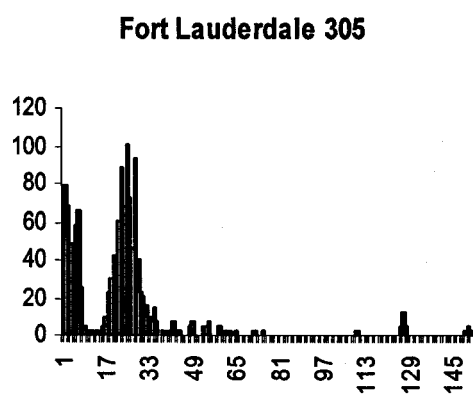
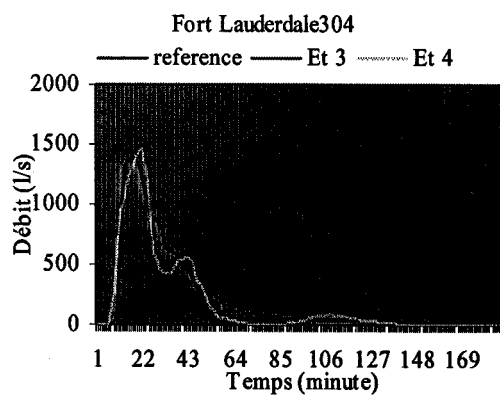
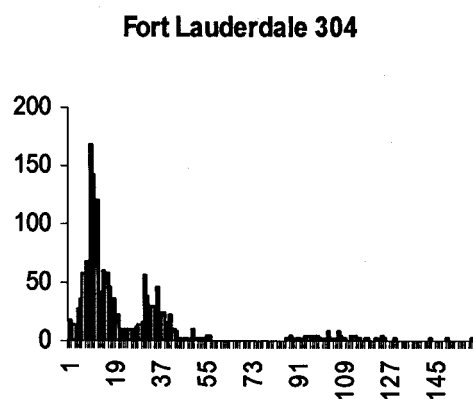


Figure 75 Bassin de Fort Lauderdale Évènements 304, 305 et 306

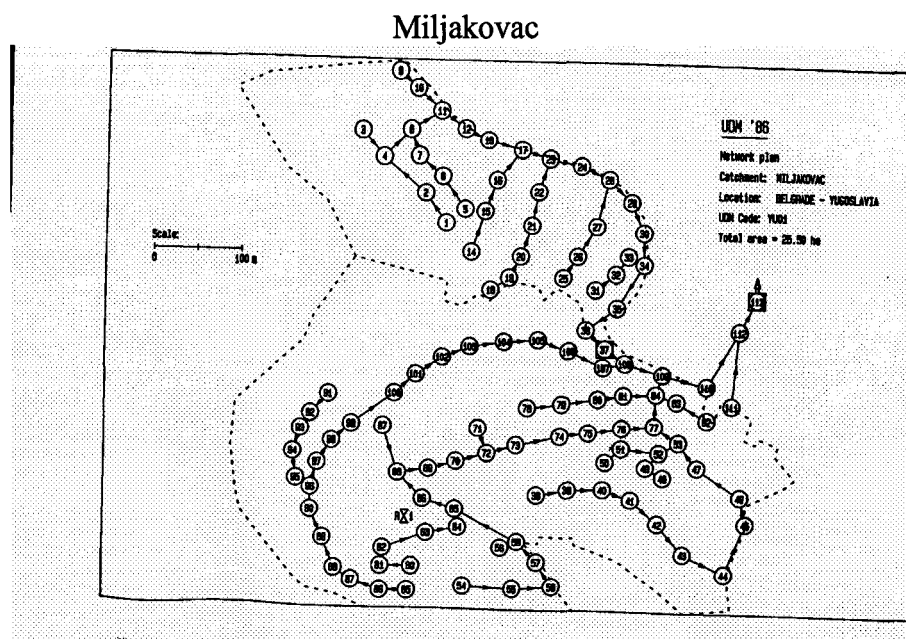


Figure 76 Le réseau de drainage de Miljakovac

Tableau XXXII

Valeurs optimales des paramètres pour Miljakovac

Evènement	101	102	104	105	108	111
Surface (ha)	25,5					
C	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
dp1(mm)	5,3	1,5	0,2	1	1	2
dp2 (mm)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	5,3
F ₀ (mm/h)	60	60	60	60	60	60
F _∞ (mm/h)	2	2	2	2	2	2
K(1/h)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
T _{ci} (min)	15	15	15	15	15	15
T _{cp} (min)	24	24	24	24	24	24

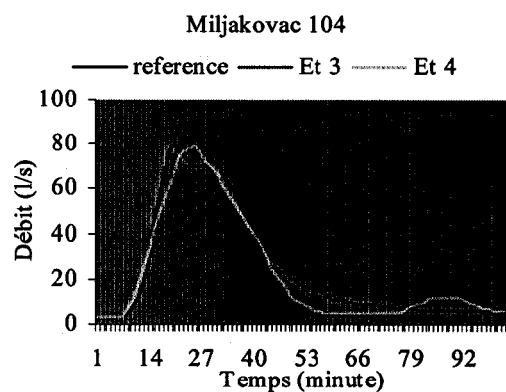
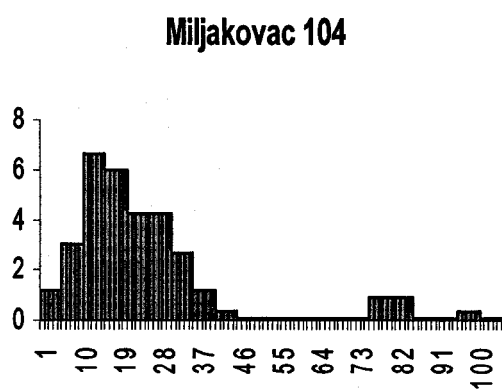
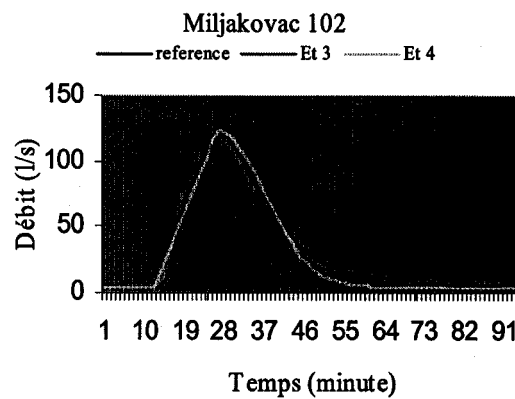
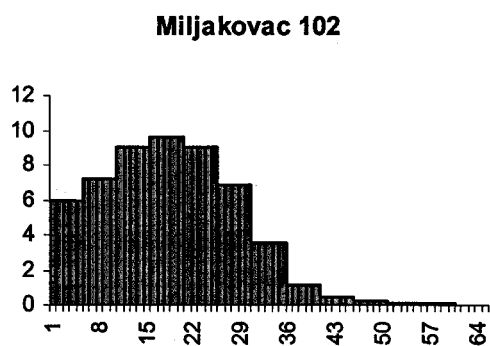
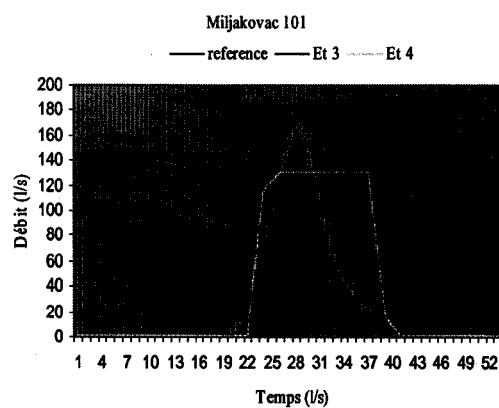
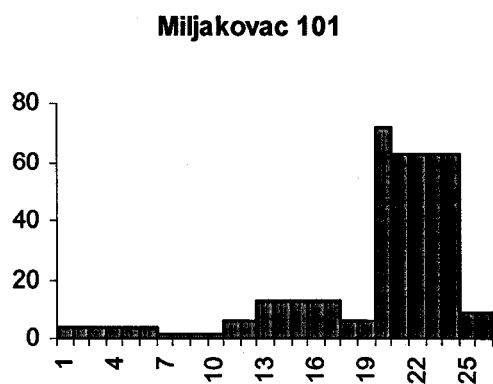


Figure 77 Bassin de Miljakovac Évènements 101, 102 et 104

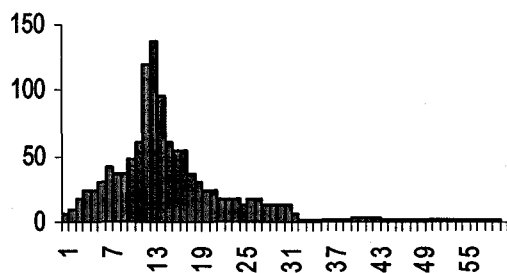
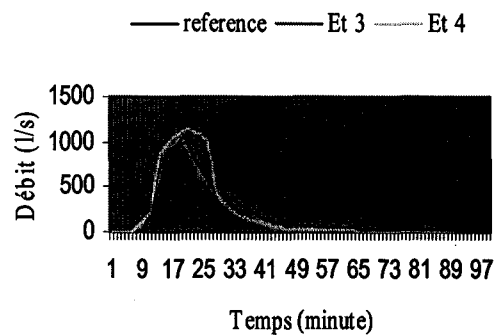
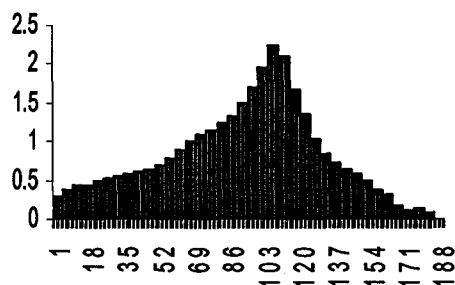
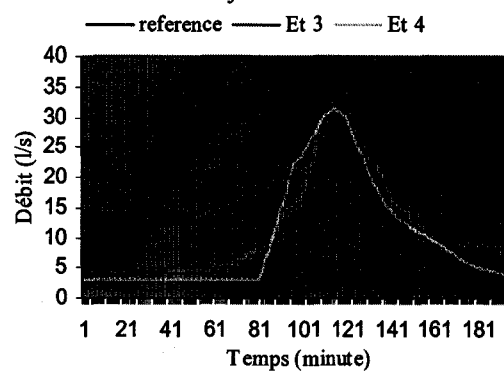
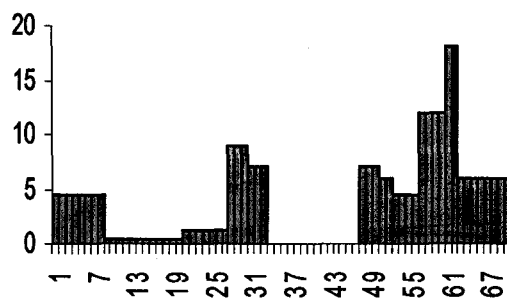
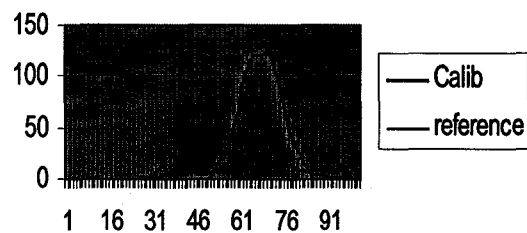
Miljakovac 105**Miljakovac 105****Miljakovac 108****Miljakovac 108****Miljakovac 111****Miljakovac 111 avec paramètres de calibrage**

Figure 78 Bassin de Miljakovac Évènements 105, 108 et 111

Sample Road

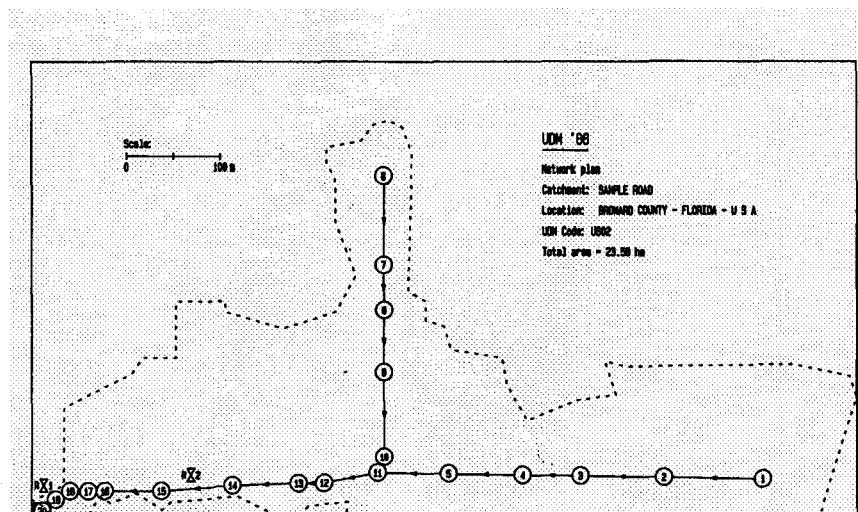


Figure 79 Le réseau de drainage de Sample Road

Tableau XXXIII

Valeurs optimales des paramètres pour Sample Road

Évènement	201	202	203	204	205	206
Surface (ha)	23,6					
C	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
dp1(mm)	2	2	2	2	2	1
dp2 (mm)	20	20	20	20	20	20
F ₀ (mm/h)	250	250	250	250	250	250
F _∞ (mm/h)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
K(1/h)	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
T _{cl} (min)	24	24	24	24	24	24
T _{cp} (min)	52	52	52	52	52	52

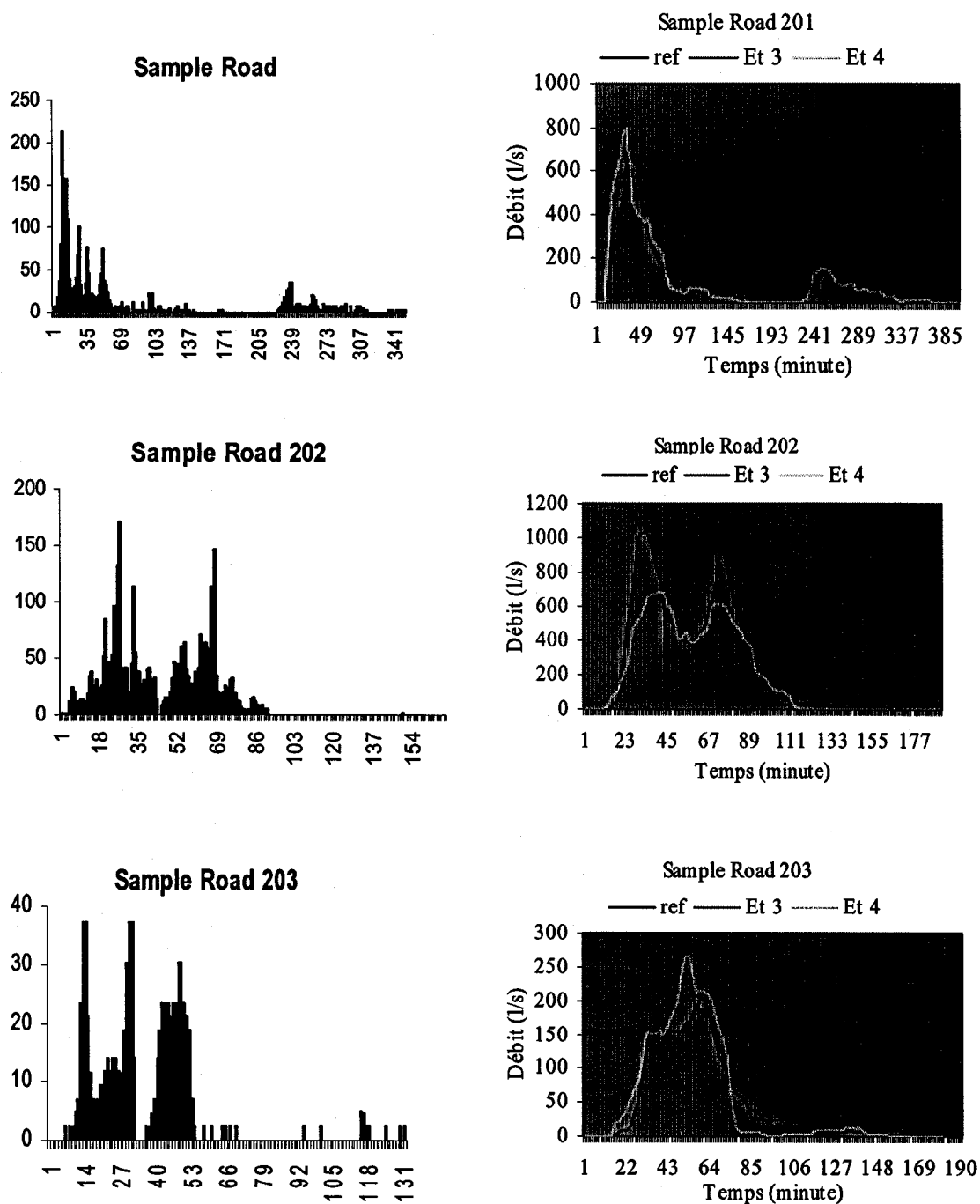


Figure 80 Bassin de Sample Road Évènements 201, 202 et 203

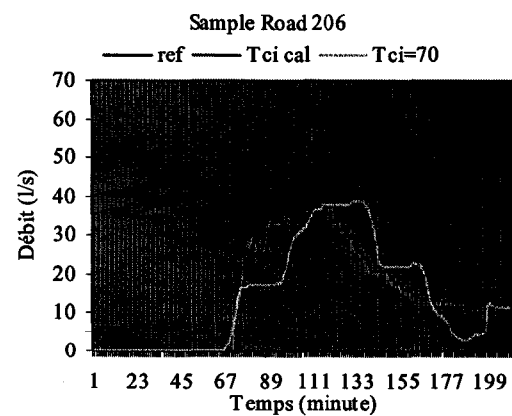
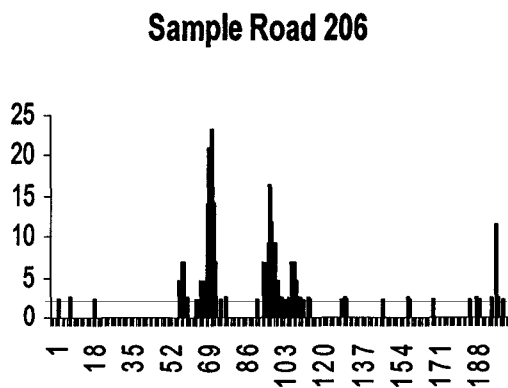
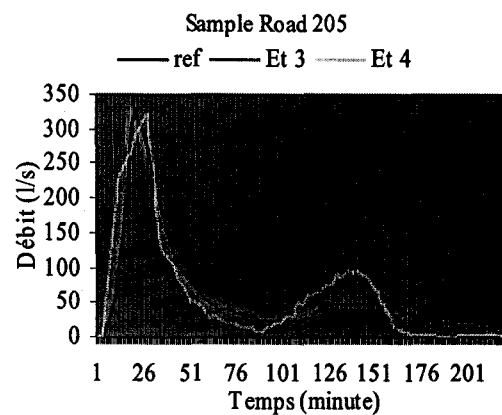
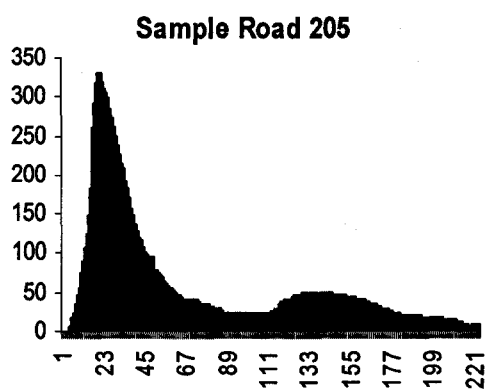
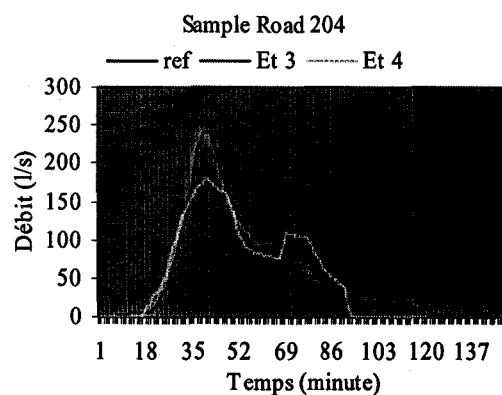
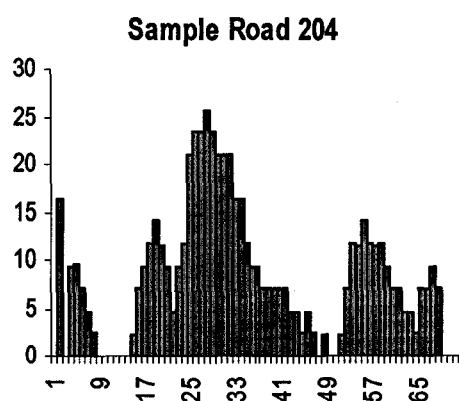


Figure 81 Bassin de Sample Road Évènements 204, 205 et 206

Vine Street

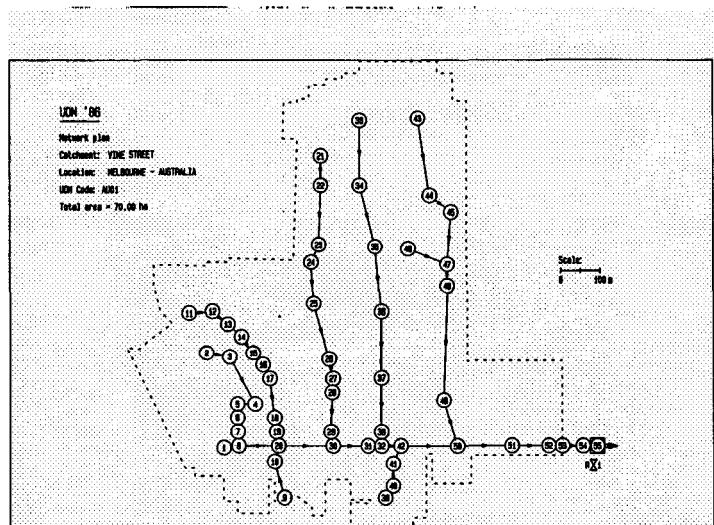


Figure 82 Le réseau de drainage de Vine Street

Tableau XXXIV

Valeurs optimales des paramètres Vine Street

Évènement	103	104	105	106	107	108
Surface (ha)	70					
C	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
dp1(mm)	2	2	5	5	15	2
dp2 (mm)	1	5	28	20	7	20
F ₀ (mm/h)	12	12	12	12	55	12
F _∞ (mm/h)	0	0	0	0	0	0
K(1/h)	12	12	12	12	12	12
T _{ci} (min)	40	40	40	40	40	40
T _{cp} (min)	150	150	150	150	150	150

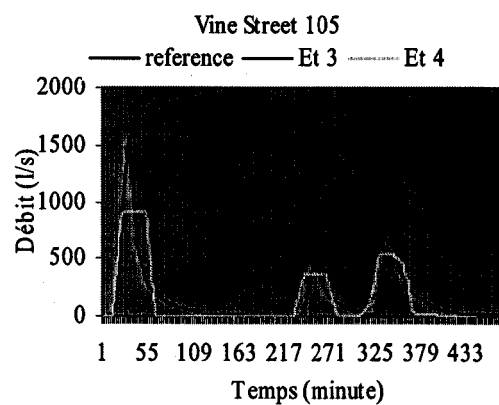
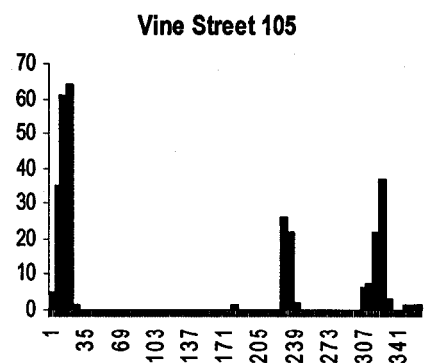
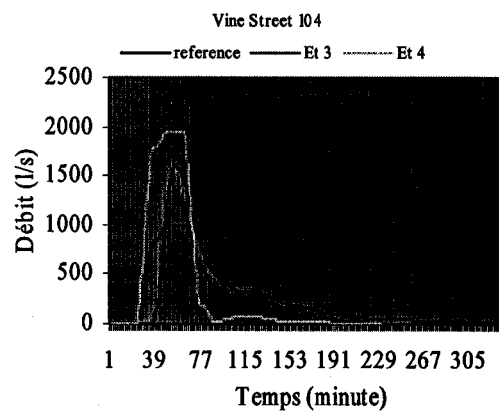
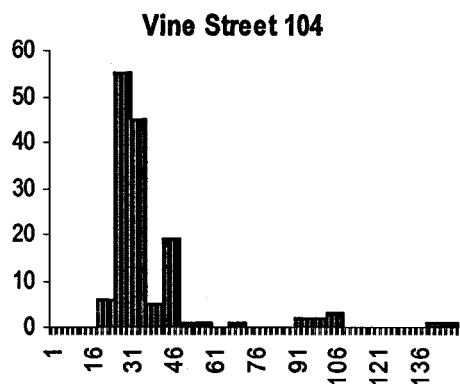
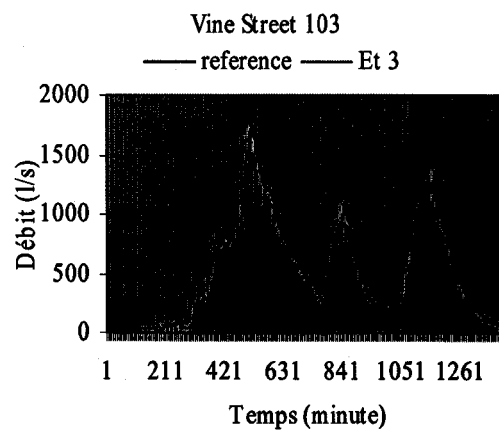
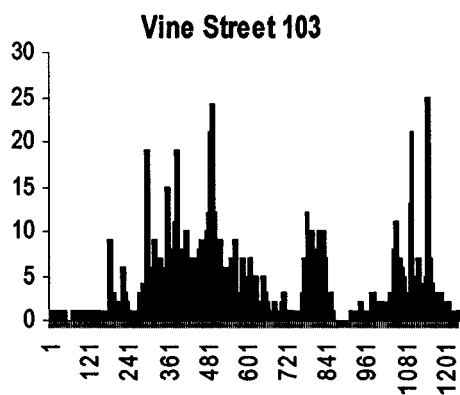


Figure 83 Bassin de Vine Street - Évènements 103, 104 et 105

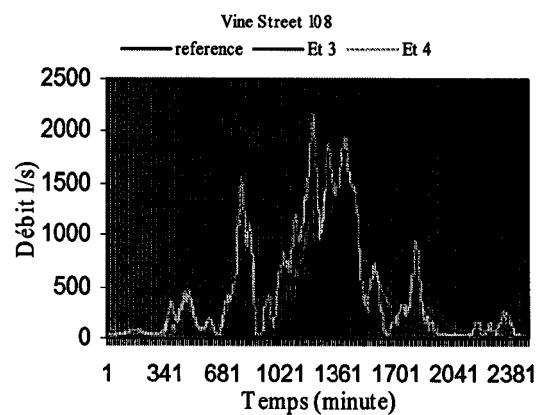
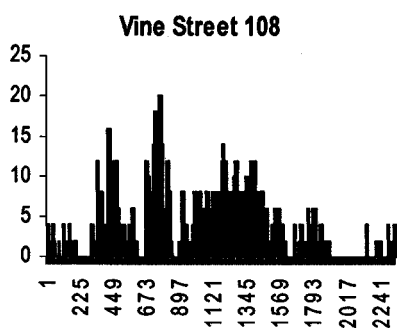
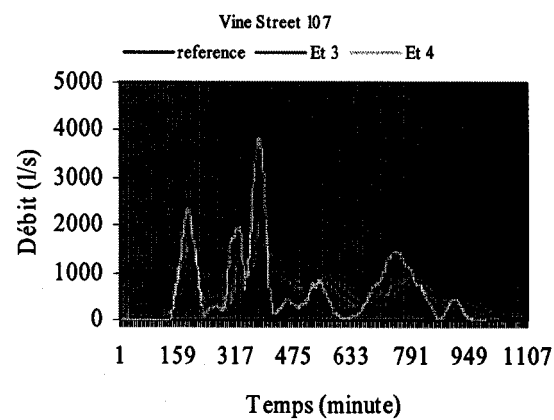
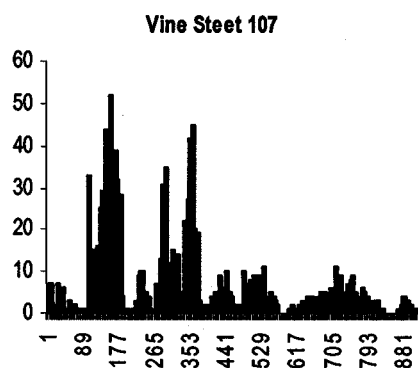
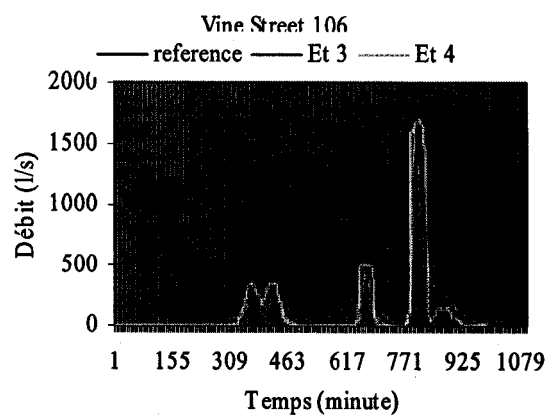
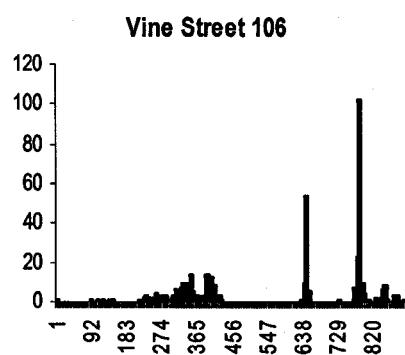


Figure 84 Bassin de Vine Street - Événements 106, 107 et 108

BIBLIOGRAPHIE

Bedient, P. B., & Huber, W. C. (2002). *Hydrology and floodplain analysis* (3rd ed.). Upper Saddle River, N.J.: Prentice-Hall 763 pages.

Bennis. (2003). *Hydraulique et hydrologie*. Montréal: École de technologie supérieure 370 pages.

Bennis, S., & Crobeddu, E. (2005). La méthode rationnelle généralisée. *Vecteur Environnement*, 38(2), 41 à 52.

Beven, K. J. (2001). *Rainfall-runoff modelling the primer*. Chichester, Angleterre: J. Wiley and Sons 360 pages.

Brière, F. G. (2000). *Distribution et collecte des eaux* (2e éd. ed.). Montréal: Presses internationales Polytechnique 399 pages.

Chocat, B., & EURYDICE 92. (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Paris: Technique et documentation-Lavoisier 1124 pages.

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*. New York, N.Y.: McGraw-Hill 572 pages.

Federal Aviation Administration. (1970). *Circular on Airport Drainage Report A/C 050-5320-5B* Washington, D.C.

Green, W. H., & Ampt, G. A. (1911). Studies on soil physics. *J. Agricultural Science*, 4(1), 1-24.

Gumbel, E. J. (1941). The return period of flood flows. *Ann. Math. Stat.*, 12(2), 163-190.

Guo, J. C. Y. (2001). Rational hydrograph method for small urban wathersheds. *Journal of hydrologic engineering*, 352 à 356.

Hazen, A. (1914). Storage to be provided in impounding reservoirs for munipal water supply. *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 77, 1539-1640.

Horton, R. E. (1933). The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Trans. Am. Geophys. Union*, 14, 446-460.

Huber, W. C., & Dickenson, R. E. (1992). *Storm water management model, version 4, User's manual*. Environmental Research Laboratory, Office of research and development,; U.S. Environmental Protection Agency.

Hurst, H. E. (1951). Long-term storage capacity of reservoirs. *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 116(2447), 770-799.

Kirpich, Z. P. (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. *Civil Engineering*, 10(6), 362.

Maksimovic, C., & Radojkovic, M. (1986). *Urban drainage catchments selected worldwide rainfall-runoff data from experimental catchments*. Oxford ; Toronto: Pergamon Press 374 pages.

McCuen, R. H. (2003). *Modeling hydrologic change : statistical methods*. Boca Raton, Flor.: Lewis Publishers 433 pages.

McCuen, R. H. (2005). *Hydrologic analysis and design* (3rd ed.). Upper Saddle River, N.J.: Pearson Prentice Hall 859 pages.

Morgali, J. R., & Linsley, R. K. (1965). Computer analysis of overland flow. *J. Hydraulics Division, ASCE*, 91(HY3).

Mulvaney, T. J. (1850). On the use of the self-registering rain and flood gauges in making observations of the relation of rainfall and floods discharges in a given catchment. *Proceedings of the civil engineers of Irland*, 4, 18-31.

Réménieras, G., & Electricité de France. Division recherche et développement. (1999). *L'hydrologie de l'ingénieur* (2e éd. rev. et augm. ed.). Paris: Eyrolles 456 pages.

Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids though porous mediums. *American Physical Society, Minneapolis, Minn.*, 1, 318-333.

Sherman, L. K. (1932). Streamflow from rainfall by the unit-graph method. *Eng. News Rec.*, 108, 501-505.

Smith, A. A., & Lee, K.-B. (1984). RATIONAL METHOD REVISITED. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 11(4), 854-862.

Snyder, F. F. (1938). Synthetic unit hydrographs. *Trans. American. Geophysical. Union*, 19, 447-454.

Taylor, A. B., & Schwartz, H. E. (1952). Unit hydrograph lag and peak flow related to basin characteristics. *Trans. Am. Geophys. Union*, 33, 235-246.

Viessman, W., & Lewis, G. L. (2003). *Introduction to hydrology* (5th ed.). Upper Saddle River, N.J.: Pearson Education 612pages.